

HANDBUCH

der

INGENIEURWISSENSCHAFTEN

in vier Bänden.

Zweiter Band:

Der Brückenbau.

Herausgegeben

von

Th. Schäffer und Ed. Sonne.

Dritte Abteilung.

Zweite, umgearbeitete und vermehrte Auflage.

Leipzig
Verlag von Wilhelm Engelmann
1888.

Der BRÜCKENBAU.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften II. Band.

Dritte Abteilung.

Bewegliche Brücken

bearbeitet von

Dr. W. Fränkel,

herausgegeben von

Dr. Th. Schäffer,
Grofsherzogl. Ministerialrat
in Darmstadt,

und

Ed. Sonne,
Geh. Baurat, Professor
an der technischen Hochschule in Darmstadt.

Zweite, umgearbeitete und vermehrte Auflage.

Mit 133 Textfiguren, Sachregister und 7 lithographierten Tafeln.

Leipzig

Verlag von Wilhelm Engelmann

1888.

Handbuch des Brückenbaus.

Übersicht des Inhalts der einzelnen Kapitel.

Bei dem Plane, welcher der ersten Abteilung des Brückenbaues beigefügt ist, wurde Einteilung des Werks in drei Abteilungen in Aussicht genommen; es ist indessen erforderlich geworden, deren fünf zu bilden und die Kapitel in nachstehender Weise einzufügen.

Erste Abteilung.

Zweite Abteilung.

Dritte Abteilung.

Vierte Abteilung.

Fünfte Abteilung.

Inhalts-Verzeichnis

der dritten Abteilung.

XI. Kapitel.

Bewegliche Brücken.

Bearbeitet von Dr. W. Fränkel, Baurat, Professor an der technischen Hochschule zu Dresden.

(Hierzu Tafel I bis VII und 133 Textfiguren.)

D. Klappbrücken.

E. Drehbrücken.

I. Allgemeine Beschreibung der Drehbrücken.

II. Berechnung der Hauptträger der Drehbrücken.

1. Konstanter Querschnitt. Keine Stützenüberhöhung.

2. Einfluss der Querschnitts-Veränderlichkeit.



Anhang.

Kurze Ableitung der im Vorhergehenden benutzten Formeln aus der Theorie des kontinuierlichen Balkens.

I. Homogener kontinuierlicher Balken mit beliebig vielen Feldern.

Seite

II. Homogener kontinuierlicher Balken über zwei Öffnungen bei gegebener Belastung.

A. Konstantes J.

B. Veränderliches J.

III. Ungünstigste Belastung kontinuierlicher Balken mit zwei Feldern.

IV. Homogener kontinuirlicher Balken mit drei Feldern auf festen Stützen.

V. Homogener kontinurlicher Balken mit drei Feldern auf balancierten Mittelstützen.

VI. Kontniuirliche Fachwerkbalken.

VII. Bestimmung der elastischen Linie für einige Fälle des kontinuirlichen homogenen Balkens.

Atlas von 7 Tafeln nebst Inhaltsverzeichnis.

XI. Kapitel.

Bewegliche Brücken.

Bearbeitet von

Dr. W. Fränkel,

Baurat, Professor an der technischen Hochschule zu Dresden.

(Hierzu Tafel I bis VII und 183 Textfiguren.)

---

§ 1. Zweck und Einteilung der beweglichen Brücken. Während eine feste Brücke den Verkehr über dieselbe zu jeder Zeit gestattet, bezweckt man bei der Anlage einer beweglichen Brücke die Möglichkeit, die Verbindung zeitweilig aufzuheben (wie z. B. bei den Zugbrücken der Festungen), oder den freien Raum unter der Brücke zur Hindurchlassung von Schiffen, Eisenbahnzügen u. dergl. zu vergröfsern. Rechnet man ferner noch diejenigen Brücken hierher, bei welchen die Zwischenstützen schwimmend, also der Höhe nach mit dem Wasserstande veränderlich angeordnet sind, so kann man folgende Arten beweglicher Brücken unterscheiden:

A. Rollbrücken. C. Zugbrücken. E. Drehbrücken.
B. Hubbrücken. D. Klappbrücken. F. Krahnbrücken.
G. Schiffbrücken.

Als älteste bewegliche Brücken haben jedenfalls Schiffbrücken mit Durchlafsgliedern für die Schiffahrt gedient. Im Altertume sind von den Griechen sowohl wie von den Römern hölzerne Brücken-Überbaue zur Ausführung gebracht worden, welche zu Verteidigungszwecken ab- und aufgeschlagen werden konnten. Zugbrücken und Klappbrücken kamen zunächst im Mittelalter, besonders bei Festungen, in mannigfaltiger Gestalt zur Anwendung, wobei man aufser einer möglichst leichten und raschen Bewegung der Fahrbahn auch eine Sicherung der Bewegungsvorrichtung vor den feindlichen Geschossen zu erreichen suchte.

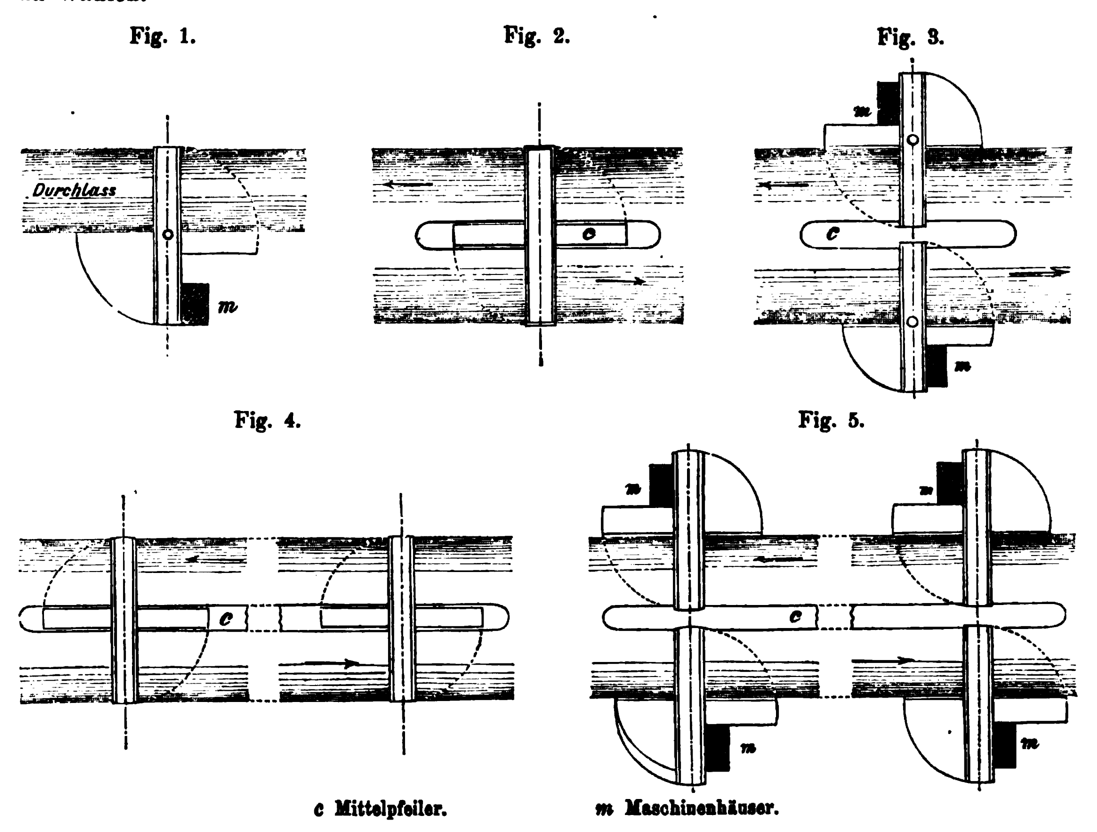
Gegen Ende des vorigen Jahrhunderts entstanden in Holland, Belgien, England und Frankreich die ersten Drehbrücken, welche anfangs mit hölzernen, dann (1804), und zwar zuerst in England, mit gufseisernen, 1826, ebenfalls zunächst in England, mit schweifseisernen Trägern ausgeführt wurden. Eine besondere Art von Drehbrücken, welche ihrer an Drehkrahne erinnernden Konstruktion wegen den Namen Krahnbrücken führen, findet man in Amerika und in Holland seit etwa 50 Jahren.

Hubbrücken scheinen erst in der zweiten Hälfte dieses Jahrhunderts aufgetreten zu sein. Die ersten derselben sind in den 50er Jahren in England über den Grand-Surrey-Kanal zur Ausführung gelangt.

§ 2. Allgemeine Anordnung der beweglichen Brücken. Aufser den Gesichtspunkten, welche bei der Konstruktion der Brücken im allgemeinen mafsgebend sind (Festigkeit, Billigkeit, lange Dauer, Schönheit) haben für bewegliche Brücken die beiden Bedingungen einer leichten Beweglichkeit und einer möglichst selten und dann rasch auszuführenden Reparatur eine besondere Wichtigkeit.

Die allgemeine Anordnung einer beweglichen Brücke hängt von der Bedeutung des Verkehrs über die Brücke und unter derselben ab. Um dies zu verdeutlichen, möge beispielsweise die Anordnung einer Strafsen- oder Eisenbahn-Drehbrücke über ein Gewässer besprochen werden.[1])

Bei geringem Verkehr sowohl zu Wasser als zu Land genügt ein Durchlafs (Textfig. 1), welcher von einer beweglichen Brücke übersetzt wird. Ist der Schiffsverkehr sehr bedeutend, so müssen zwei parallele Durchlässe von gleicher Breite und in der Mitte des Durchlasses ein Pfeiler angelegt werden (Textfig. 2). Eine einzige Brücke auf diesem Mittelpfeiler ist jedenfalls die beste Lösung der Aufgabe; will man aber immer einen Durchlafs offen halten, so wäre die aus Textfig. 3 ersichtliche Anordnung zu wählen.



c Mittelpfeiler. m Maschinenhäuser.

Haben sowohl Wasser- wie Landstrafse sehr bedeutenden Verkehr, so können beide Durchlässe verlängert (Textfig. 4) und zwei bewegliche Brücken angeordnet werden, welche 130 bis 140 m, d. h. etwa anderthalb Längen eines mittleren Dampfers voneinander entfernt sind; auf diese Weise ist der Schiffsverkehr niemals unterbrochen und stets eine Brücke in Dienst für den Landverkehr.

[1]) Vergl. H. Schemfil. Die neuesten Kanal- und Hafen-Werkzeuge in Frankreich und England. Wien 1882.

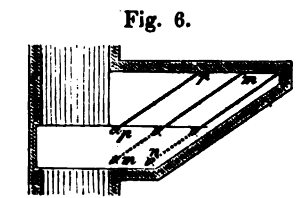
Anstatt zweier Brücken, welche sich auf je einem Mittelpfeiler drehen, kann man jede Brücke in zwei Teile teilen (Textfig. 5), und so immer einen Durchlafs frei haben, selbst wenn eine der die Brücke bewegenden Maschinen ein Gebrechen haben sollte. Diese Anordnung kann unter Umständen von Vorteil sein, insbesondere, wenn es sich um grofse Kanalbreiten handelt, da sich kleinere Brückenmassen leichter bewegen lassen.

Eigentümliche Anordnungen gestatten diejenigen Brücken, welche lediglich für die Zwecke der Landesverteidigung beweglich hergestellt werden. In diesem Falle wird von der Beweglichkeit des Überbaues nur selten Gebrauch gemacht und es dürfen deshalb Einrichtungen getroffen werden, welche bei gewöhnlichen beweglichen Brücken als zu viel Zeit raubend unzulässig sein würden.

A. Roll- oder Schiebebrücken.

§ 3. Konstruktionsprinzip. Das Tragwerk der gewöhnlichen Rollbrücken erhält eine gröfsere Länge als die zu überspannende Öffnung und es wird der auf dem Lande verbleibende Teil so schwer gemacht, dafs bei vorgeschobener Brücke der Schwerpunkt noch vom Landpfeiler unterstützt bleibt. Die Bewegung der Brückenbahn erfolgt in wagrechter Lage hin und zurück und zwar meist in Richtung der Brückenachse. Doch sind auch Konstruktionen ausgeführt, bei welchen die Brücke in schräger Richtung auf drei Schienensträngen *mm*, *nn*, *pp* (Textfig. 6) zurückgerollt werden kann (einfacherer Anschlufs an die feste Bahn, dagegen mehr Platz erforderlich und kostspieliger).

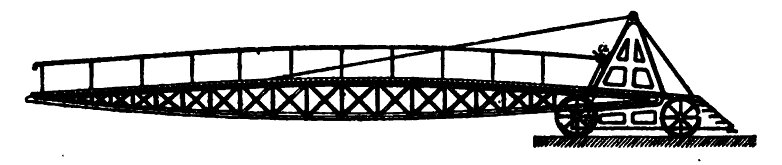
Fig. 6.



Die Rollbrücken werden meist einfach gemacht; doch kommen auch doppelte Rollbrücken vor, deren in der Mitte zusammenstofsende Hälften durch besondere, bewegliche Streben oder Säulen gestützt werden müssen (vergl. § 6).

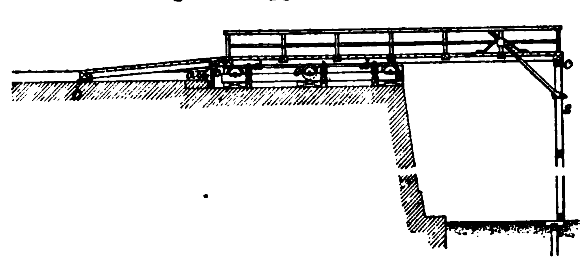
§ 4. Rollbrücken mit Fahrbahn oben. Die Konstruktion der Rollbrücken gestaltet sich wesentlich verschieden, je nachdem die Fahrbahn oberhalb der Hauptträger oder möglichst tief zwischen dieselben zu liegen kommt. Im ersten Falle bietet die Beschaffung des freien Raumes zum Zurückrollen der Brücke Schwierigkeiten, welche man auf verschiedene Weise zu überwinden gesucht hat.

Fig. 7. *Fufssteg, Surrey-Docks.*
M. 1:250.



Bei Fufsstegen ist die Lösung nicht schwierig, wenn man die Fufsgänger einige Stufen oder eine Rampe (Textfig. 7) bis zur Brückenplanie steigen läfst.

Auch bei Strafsenbrücken findet man die Unterkante der Hauptträger höher als die Uferplanie gelegt, wobei der Höhenunterschied zwischen der festen und der beweglichen Fahrbahn entweder durch eine an der Brücke selbst befestigte, schräg anlaufende Klappe, oder wie in Textfig. 8 (S. 4) durch eine um die Angeln *b* bewegliche, durch die Schrauben *c* anzuhebende und durch herausnehmbare Schwellen *a* zu stützende Pritsche vermittelt wird.


Fig. 8. *Doppelte Rollbrücke.*

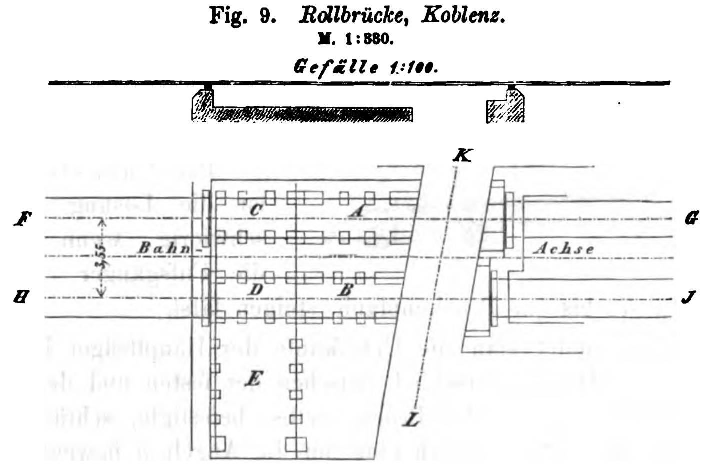
Dagegen können selbstverständlich derartige schiefe Ebenen bei Eisenbahn-Rollbrücken nicht angewendet werden. Es sind hier verschiedene Lösungen versucht worden.

Der Eisack-Viadukt der österreichischen Südbahn hat einen 64 m (20 + 24 + 20 m) langen Brückenteil, welcher auf einem festen und drei beweglichen Lagern ruht. Das feste Auflager am Mittelpfeiler ist lüftbar; die Rollenlager mit je drei bezw. zwei Rollen sind so eingerichtet, dafs je eine Rolle durch Keile um 0,03 m gehoben werden kann. Die gehobenen Rollen dienen zur Verschiebung der Brücke in ihrer Längenrichtung; die Bewegung der Gitterträger wird an denselben mittels Ratschenschlüssels vorgenommen. Für gewöhnlich lagert jedoch die geschlossene Gitterbrücke auf den Rollen gleichzeitig auf.

In dem Einziehkanal am Lande befinden sich vier Rollenauflager mit je einer hebbaren Rolle, die zur Bewegung der Träger dienen. Vor dem Einziehen der Brücke ist die Fahrbahn sowie der Unterbau in der Einziehgrube abzutragen, hierauf erfolgt das Lüften des festen Auflagers am Mittelpfeiler durch Heben der Brückenträger mittels Stellschrauben und zwar so lange, bis der darunter liegende Gufsschemel herausgenommen werden kann, und die Eisenkonstruktion, welche in diesem Zustande eine Einsenkung von 75 bis 80 mm erleidet, hier frei schwebt. Sodann werden die beweglichen Rollen der Rollenlager aufgekeilt und die Brücke verschoben. Die Zeitdauer für die Bewegung der Brücke hin und her beträgt samt allen vorbereitenden Arbeiten und Wiederherstellungen $5^1/_2$ Stunden und es sind hierzu 60 bis 64 Mann erforderlich. Es leuchtet ein, dafs diese auch bei einem 25,8 m langen Stücke des Franzensfeste-Viaduktes angewandte Konstruktion nur bei solchen Rollbrücken genügt, welche selten (aus Kriegsgründen) bewegt werden.

Eine andere Lösung zeigt die von Bendel konstruierte Rollbrücke der rechtsrheinischen Bahn vor dem Pfaffendorfer Thor in Koblenz (Textfig. 9 und T. I, F. 9).

Fig. 9. *Rollbrücke, Koblenz.*
M. 1:330.



Die beiden ungleich langen Rollbrücken *A* und *B*, welche auf je 1,726 m von Mitte zu Mitte entfernten Schienen laufen, können nach senkrechter seitlicher Verschiebung der beiden, auf 3,61 m von Mitte zu Mitte entfernten Schienen laufenden Rollwagen *C* und *D* zurückgerollt werden. In betriebsfähigem Zustande werden die zueinander gehörigen Rollbrücken und Rollwagen durch Riegel sowie durch die Gleisschienen untereinander und mit dem anschliefsenden festen Gleise verbunden. Die Entfernung der beiden Hauptträger beträgt bei den Rollbrücken 2,04 m. Wegen der

vorhandenen geringen Konstruktionshöhe liegen die Fahrschienen mittels Unterlagsplatten unmittelbar auf den Querträgern.

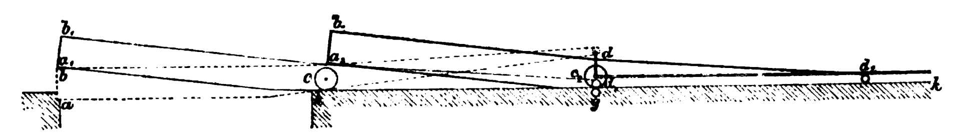
Bei der zweigleisig ausgeführten, aber eingleisig gezeichneten Severn-Brücke der Tewkesbury-Malvern Eisenbahn (T. I, F. 3) wird zur Beschaffung des Platzes für das Zurückrollen der Brücke ein entsprechend langes Stück des Landgleises samt den dasselbe stützenden Trägern *a* um 90 Grad gedreht und in die Wagrechte geklappt. Zu diesem Zwecke sind die Träger *a a* des umzulegenden Gleisstückes an lotrechte Scheiben *b b* befestigt. Letztere können mittels der Schrauben ohne Ende *d d*, welche in den gezahnten Rand der Scheiben eingreifen, um die wagrechten Achsen *c c* gedreht und dabei aus der ausgezogenen in die gestrichelte Lage gebracht werden. Bei letzterer Lage der Scheiben *b* wird der Raum vor der Brücke *h h* frei und diese kann auf den Rollen *g g* zurückgerollt werden. Die Severn-Brücke überspannt ununterbrochen zwei Öffnungen von 13,5 m Lichtweite mit einem 2,4 m dicken Zwischenpfeiler. Die beschriebene Konstruktion eignet sich jedoch wenig für Eisenbahnbrücken, da die beweglichen Hauptträger (deren Länge das Dreifache der zu überbrückenden Öffnung betragen mufs) hier unsicher auf Rollen gelagert bleiben und beim Befahren stark erschüttert werden. Aus diesem Grunde ist die nach ähnlicher Konstruktion ausgeführte Shannon-Brücke der Midland Great-Western Eisenbahn in Irland in eine Klappbrücke verwandelt worden.

Befindet sich die Rollbrücke nicht unmittelbar am Lande, sondern zwischen festen Überbauten einer längeren eisernen Brücke, so kann eine Anordnung wie die am Kent-Viadukt der Ulverstone-Lancaster Eisenbahn Anwendung finden (T. I, F. 2ᵃ bis 2ᶜ). Die Fahrbahn der anschliefsenden festen Öffnung (Schnitt *CD*) besteht aus nebeneinander gelegten I-Trägern, welche die Brückenschienen tragen. Der bewegliche Überbau *a b* (T. I, F. 2ᵃ) wird in geschlossenem Zustande bei *a* von festen Lagern, bei *g* durch Excenter und aufserdem, in der Mitte, durch die Rolle *e* gestützt. Soll die Brücke geöffnet werden, so senkt man die Excenter *g* in ihre tiefste Stellung und verschiebt die Brücke mit Hilfe des Zahnrades *d* (F. 2ᵃ u. 2ᶜ), welches in eine entsprechende Zahnstange angreift. Das Ende *b* des beweglichen Überbaues senkt sich nun infolge des Übergewichtes und es rollt die Brücke, von den Rollen e_1, e_2 und später e_3 gestützt, bis in die gestrichelt gezeichnete Lage $a_1 b_1$ herab, wobei das Ende b_1 sich gegen gufseiserne, an den Pfeilerröhren angebrachte Stützen lehnt. Die Konstruktion soll sich sehr gut bewähren.

Weniger einfach gestaltet sich die Anordnung, wenn man die Rollen *e*, e_1 und e_2 nicht fest auf den Pfeilern lagert, sondern an dem beweglichen Überbau *a b* selbst anbringt, wie dies bei dem Leven-Viadukt derselben Eisenbahn der Fall ist (siehe Litteratur). Es müssen dann als Bahn für diese Laufrollen besondere, von a_1 bis b_1 sich erstreckende Gitterträger angebracht werden, die unter der Rollbrücke liegen und von besonderen Querträgern zwischen den eisernen Pfeilersäulen getragen werden.

§ 5. Rollbrücken mit Fahrbahn unten. In diesem Falle bietet die Beschaffung des freien Raumes für das Zurückschieben der Rollbrücke geringere Schwierigkeit. Eine

Fig. 10. *Rollbrücke im Barmouth-Viadukte.*



interessante Eisenbahnbrücke dieser Art ist die im Barmouth-Viadukte der Cambrian Eisenbahn (Textfig. 10 und T. I, F. 1ᵃ bis 1ᶜ). Jeder der beiden Hauptträger *a b d* ist

um die Achse c eines Laufräderpaares drehbar und kann mit Hilfe dieser Räder längs des Gleises $h\,g\,k$ zurückgerollt werden. Zu diesem Zwecke ist an der Spitze d jedes Trägers eine Rolle angebracht, die sich an die untere Seite der rechtwinklig umgebogenen Leitschiene $d\,c_2\,d_2$ lehnt. Die Laufräder c befinden sich etwas rechts vom Brückenschwerpunkte nach der Spitze d zu, sodafs die Träger immer von selbst in die Schlufsstellung einzufallen suchen. Will man die Brücke öffnen, so werden zunächst die Enden d nach d_1 niedergedrückt; hierbei kommt ein Getriebe g mit dem an der Unterkante der dreieckigen Trägerverlängerung angebrachten gezahnten Rande in Eingriff und es kann nunmehr die Brücke mittels eines Windenvorgeleges bis in die Lage $a_2\,b_2\,d_2$ zurückgerollt werden, wobei die Rolle d sich von unten gegen das horizontale Stück der Leitschiene $c_2\,d_2$ andrückt. Um die Brücke zu schliefsen verfährt man in umgekehrter Reihenfolge.

Die eben beschriebene Rollbrücken-Konstruktion, bei welcher der bewegliche Brückenteil auf der Planie der angrenzenden festen Brücke zurückgerollt wird (Überrollbrücke), hat gegenüber den früher angegebenen Konstruktionen (z. B. T. I, F. 2^a bis 2^c), bei welchen der bewegliche Überbau unter die anschliefsende feste Brücke geschoben wird (Unterrollbrücke), folgende Vorteile: 1. die Hauptträger senken sich in ihrer Schlufsstellung von selbst auf feste Lagerplatten herab und brauchen nicht erst durch Excenter oder ähnliches angehoben zu werden; 2. die Rollbrücke braucht keine geringere Breite als die anschliefsende feste zu haben, daher auch sichere Parallelführung; 3. der Querverband der anschliefsenden festen Brücke wird nicht gestört; 4. man spart die in T. I, F. 2^b u. 2^c erforderlichen Zwischenpfeiler für die Rollen e und e_1.

Zu den Überrollbrücken gehören auch mehrere englische, unmittelbar am Landpfeiler angeordnete Rollbrücken, bei welchen der Höhenunterschied zwischen Brückenplanie und Hauptträger-Unterkante durch Heben des Brückenendes vor dem Zurückschieben ausgeglichen wird (zuerst wohl von Brunel 1852 bei der Towey-Brücke bei Carmathen angeordnet). Hier zu nennen ist auch die Towey-Brücke zu Swansea, welche drei Spannweiten zu 18 m besitzt, von denen zwei mit einer ununterbrochenen Rollbrücke überdeckt sind. Die Planie hat eine Ansteigung von 1 : 56. Um die Brücke zu öffnen wird das landabwärts gekehrte schwerere Vorderende gesenkt, die Brücke kippt um den Zwischenpfeiler, das Landende hebt sich so, dafs der Überbau über feste Rollen auf dem Lande zurückgeschoben werden kann.

Bei anderen, später gebauten Brücken (Sunderland-Hafen, Morpeth-Dock zu Swansea, Morpeth-Dock zu Dublin, Milwall-Dock zu London) ist nicht das vordere, sondern das hintere Ende schwerer gehalten. Zur Erläuterung dieses Systems diene die Beschreibung der erst vor wenigen Jahren nach der Konstruktion von Armstrong ausgeführten, 370 t schweren, 48,36 m langen Rollbrücke in der Kattendyk-Seeschleuse zu Antwerpen (T. I, F. 7^a bis 7^c), welche eine lichte Durchfahrt von 27,5 m überspannt.

Die Fahrbahn besteht aus Holzpflaster auf 1 cm starker Asphaltschicht, die von einer Kieferbohlentafel auf 3,66 m voneinander abstehenden eisernen Querträgern getragen wird. In Abständen von 30,28 m vom vorderen bezw. 18,08 m vom hinteren Ende befindet sich unter jedem Hauptträger ein lotrechter Wasserdruck-Cylinder mit 0,793 m dicken Plungerkolben. Jeder der letzteren trägt an seinem Kopfe eine Rolle von 1,10 m Durchmesser, welche um 0,965 m gehoben werden kann. Infolge eines am Hinterende angebrachten Gegengewichtes von 106239 kg liegt der Schwerpunkt der Brücke 0,39 m landeinwärts von den genannten Druckcylindern. An dem Vorderende der Brücke ist in der Achse derselben ein hornartiger Ansatz angebracht, welcher unter eine entsprechend mit dem Mauerwerk verankerte Rolle greift (F. 7^a u. 7^c).

Bei geschlossener Brücke ruht jeder Hauptträger auf den beiden Endlagern und auf einem Zwischenlager in 1,53 m Abstand von den Hubcylindern. Wird Druckwasser von 50 Atmosphären in diese Cylinder eingelassen, so hebt sich das Hinterende der Brücke, während der hornartige Ansatz am Vorderende mit 4800 kg von unten gegen die verankerte Rolle drückt.

Zum Zurückrollen der Brücke dient eine hydraulische Vorrichtung (siehe § 9). Hierbei bleibt jeder Hauptträger gestützt von der Rolle auf dem lotrechten Hubcylinder und von je zwei Rollen in der Verlängerung des Trägers auf dem Lande. Zur Führung bei dieser Bewegung dienen an den Träger-Untergurten befestigte 0,23 × 0,029 m Stahlflachschienen.

Mit Rücksicht auf die mögliche Krümmung der Hauptträger bei ungleicher Erwärmung derselben ist die Hebung der Hinterenden reichlich grofs gewählt. Um jedoch hierbei Stöfse bei Aufsetzen der Hinterenden zu vermeiden, dient die Neigung jener Ebenen, mit welcher sich das Horn an die verankerte Rolle andrückt. Sobald nämlich die Rückroll-Bewegung beginnt, gleitet die geneigte Hornebene an der Rolle hin, während gleichzeitig das hintere Brückenende sich senkend zurückzieht. Der Sicherheit halber sind selbstthätige Vorrichtungen angebracht, welche, sobald die Brücke sich wagrecht zu bewegen beginnt, ein weiteres Heben des Hinterendes unmöglich machen.

Das Gesamtgewicht, 370 t des beweglichen für Eisenbahn- und Strafsenverkehr berechneten Überbaues setzt sich, wie folgt zusammen: 122131 kg Schweifseisen der Hauptträger, 48423 kg Schweifseisen der Fahrbahn und Fufswege, 106239 kg Gufseisen des Gegengewichtes, 19864 kg Schienen, Geländer, Schrauben, Gufsplatten und ähnliches, 71115 kg Holz, 2725 kg Asphalt.

Die Gesamtkosten des beweglichen Überbaues betrugen 97100 M. bei einem Preise von 384 M. für die Tonne Schweifseisen, 116,3 M. für die Tonne Gufseisen, 176,6 M. für den Kubikmeter Eichenholz, 20 M. für den Quadratmeter Holzpflaster einschliefslich Asphalt. Die in obiger Summe nicht mit inbegriffene Bewegungsvorrichtung (siehe § 9) kostete 56600 M.

Die neueste Konstruktionsform für Rollbrücken zeigt die nach Anordnung des Oberingenieurs Kerviler ausgeführte Brücke über die Penhouët-Schleuse zu Saint-Nazaire (T. I, F. 5^a u. 5^b). Dieses für zweigleisigen Eisenbahn- und auch Strafsenverkehr ausgeführte Bauwerk besitzt bei 25 m Lichtweite, 43 m lange, 7,6 m voneinander abstehende Hauptträger, zwischen denen sich 0,65 m hohe Querträger in je 3,6 m Abstand befinden. Gesamtgewicht 300 t einschliefslich der 80 t Gegengewicht am Hinterende.

In 28 m Abstand vom Vorder- beziehentlich 15 m Abstand vom Hinterende befindet sich, in einer Vertiefung der Schleusenmauer und in der Brückenachse stehend, ein 1 m hoher Cylinder, dessen 0,90 m dicker Kolben mittels eines gufseisernen Druckhauptes einen starken Hauptquerträger von 8 m Länge und 2 m Breite trägt. In den vier Ecken des letzteren sind vier lotrecht stehende feste Rollen angebracht. Wird nun in den Cylinder Druckwasser von 50 Atmosphären eingeprefst, so hebt sich der Hauptquerträger und mit ihm der ganze eiserne Überbau um 0,95 m, wobei letzterer nur von den vier erwähnten Eckrollen gestützt bleibt. Nachdem hierauf vier gleichzeitig zu bewegende Pendelstützen unter den Hauptquerträger untergeschoben worden sind, senkt man letzteren um einige Centimeter, bis derselbe auf den Stützen aufsitzt, wodurch der Druckkolben entlastet wird. In diesem Zustande kann der eiserne Überbau auf die am Lande befindlichen festen Rollen zurückgeschoben werden. Hierzu dient eine hydraulische (Brotherhood) Winde (F. 5^a), welche durch Vermittelung von Wellen und Zahnrädern den

im Mittelpunkte des Hauptquerträgers angebrachten Trieb und durch diesen eine mit ihren beiden Enden an dem eisernen Überbau befestigte Gall'sche Kette in Bewegung setzt. Heben und Zurückrollen der Brücke erfordert 4 Minuten. Selbstthätige Vorrichtungen gestatten weder übermäfsiges Heben noch desgl. Vorrollen.

Diese Brückenkonstruktion zeichnet sich durch grofse Einfachheit und leichte Zugänglichkeit aller Teile aus. Gegenüber dem in England üblichen System Armstrong (vergl. oben die Beschreibung der Antwerpener Rollbrücke, T. I, F. 7^a bis 7^c) haben die Hauptträger nicht in rascher Folge Inanspruchnahmen entgegengesetzten Vorzeichens auszuhalten, was notwendigerweise stärkere Querschnitte bedingt. Auch kann bei zwei Hebecylindern ein geringer Wasserdruck-Unterschied in beiden, zu Verwindungen der Brücke Veranlassung geben.

Ein Bedenken könnte bezüglich der Stehsicherheit der gehobenen und nur auf vier Rollen ruhenden Brücke entstehen. Die Erfahrung hat jedoch gezeigt, dafs die seit zwei Jahren täglich benutzte Brücke sich gut bewährt. Nach Angabe des Oberingenieurs Kerviler stellen sich derartige zweigleisige Brücken bei 20 bis 30 m Lichtweite einschliefslich der Bewegungsvorrichtung auf 8000 M. für den laufenden Meter Lichtweite (Preise vom Jahre 1885).

§ 6. Rollbrücken mit Stützstreben. Wie bereits erwähnt, werden doppelte Rollbrücken mit Stütz-Streben oder -Säulen konstruiert. Eine ältere derartige Brücke zu Havre, von 13 m Lichtweite und 4,5 m Breite zeigt Textfig. 8 auf S. 4. Die in *c* drehbaren Stützen werden vor dem Zurückrollen in die Höhe gehoben, damit kein Schleifen auf dem Kanalboden stattfinde.

Ferner ist die in den Textfiguren 11*a* und 11*b* (S. 9) dargestellte Rollbrücke, wie deren drei zur Vermittelung des Strafsenverkehrs über den Kanalhafen in Drontheim dienen, hervorzuheben. Freie Durchfahrtsweite für den Schiffsverkehr 10 m. Jede der beweglichen Brückenhälften wird aus drei eisernen Gitterträgern mit durchgesteckten Querträgern und doppeltem Längsbelag (für die Fahrbahn), beziehentlich einfachem Querbelag auf Längszwischenträgern (für die Fufswege) gebildet. In geschlossenem Zustande ruhen die drei Hauptträger auf den Rollen *c c c* der von den Ketten *f f f* gehaltenen, drehbaren Stützen *d d d*, sowie auf den Rollen *a a a*, welche sich an den kürzeren Armen der drei Winkelhebel *b b b* (Fig. 11*a*) befinden. Letztere sind über den hölzernen Pfahljochen drehbar gelagert. Werden die Winkelhebel *b b b*, durch den Zug der Ketten *r r r* auf den drei an den längeren Armen von *b b b* befindlichen losen Rollen *s s s*, umgeschlagen, so gehen die Rollen *a a a* in die Höhe und heben hierdurch auch die landseitigen Enden der beweglichen Brückenbahn. Gleichzeitig tauchen aus den Fufsgängerwegen der anschliefsenden festen Brücke jederseits die Rollen *g*, *h*, *g*, *h*, welche sich an den kürzeren Armen der Hebel *l*, *l*, *m*, *m* befinden. Die längeren Arme der letzteren sind nämlich durch Gelenkstangen so mit den Winkelhebeln *b b* verbunden, dafs sie den Bewegungen derselben folgen müssen. Dann rollt die Klappe auf der durch die Rollen *c*, *a*, *g*, *h* bezeichneten, etwa 1:14 geneigten Ebene rückwärts in die Höhe und zieht durch (in der Figur weggelassene) Ketten die Streben *d d d* zurück.

Zur Bewegung der Brücke dient der 5 bis 7 Atmosphären betragende Druck der städtischen Wasserleitung. In Fig. 11*b* stellt *n* den Wasserdruck-Cylinder, *o* seinen Kolben dar. Über die am Ende der Kolbenstange befindliche lose Rolle läuft die Kette *q r*. Das Kettentrum *q* zweigt sich in die am Vorderende der beweglichen Brückenhälfte befestigten zwei Zweige $q_1 q_2$; das Kettentrum *r* dagegen spaltet sich in die drei

Fig. 11 *a*. *Rollbrücke, Drontheim.*
Längsschnitt. M. 1:100.

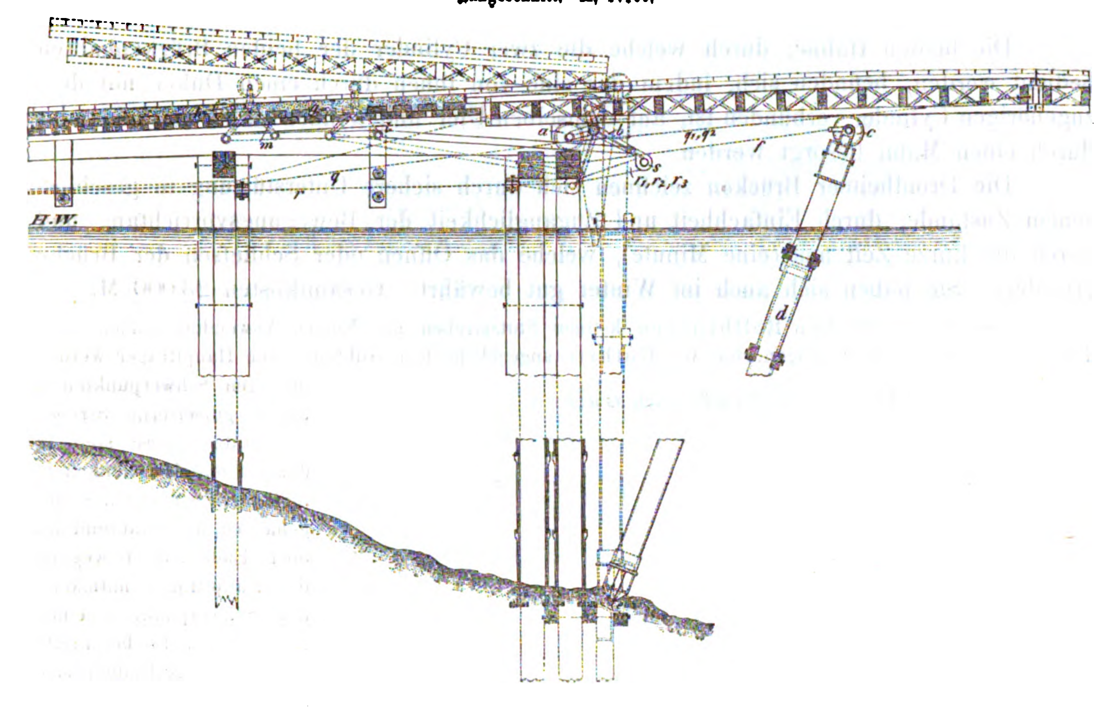
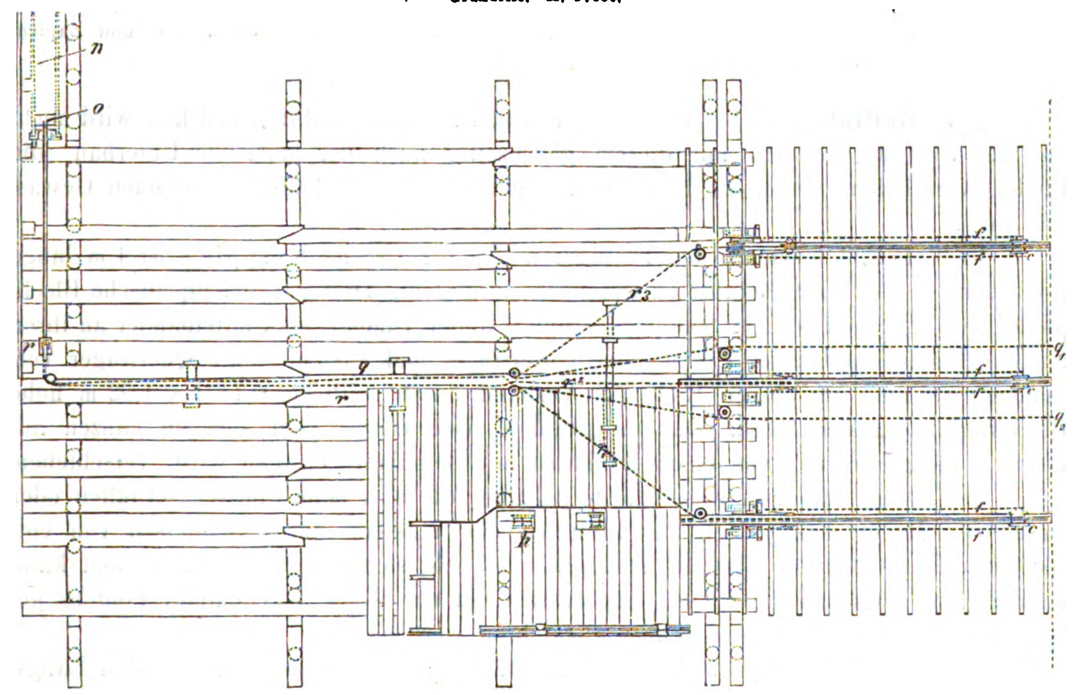


Fig. 11 *b*.
Grundrifs. M. 1:150.



Zweige $r_1\, r_2\, r_3$, welche auf die drei losen Rollen *s s s* wirken, die sich am Ende der längeren Arme der Winkelhebel *b b b* (Fig. 11 *a*) befinden. Wird der Kolben *o* durch Wasserdruck zurückgezogen, so bleibt zunächst *q* unbeweglich, während das hintere

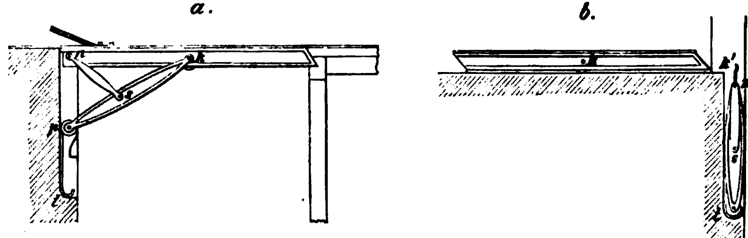
Ende durch *r* angehoben wird. Hierauf bleibt das am Ende seiner Bewegung angelangte *r* unbeweglich und die Brücke wird durch *q* zurückgerollt.

Die beiden Hähne, durch welche die zwei Cylinder der beiden Brückenhälften bedient werden, befinden sich, indem der eine von ihnen durch einen Düker mit dem zugehörigen Cylinder verbunden ist, auf demselben Ufer und können daher nacheinander durch einen Mann besorgt werden.

Die Drontheimer Brücken zeichnen sich durch sichere Unterstützung in geschlossenem Zustande, durch Einfachheit und Zugänglichkeit der Bewegungsvorrichtung und durch die kurze Zeit aus (eine Minute), welche das Öffnen oder Schliefsen der Brücke erfordert. Sie haben sich auch im Winter gut bewährt. Gesamtkosten 23000 M.

Auch bei einfachen Rollbrücken können Stützstreben mit Nutzen Anwendung finden. Die Textfiguren 12*a* und 12*b* zeigen eine von Guthrie angegebene Konstruktion. Die Hauptträger werden in ihren Schwerpunkten *k* durch gufseiserne Streben unterstützt; diese sind in der Art mittels Gelenken in ihren Schwerpunkten *s* aufgehangen, dafs, während das obere Ende *k* die Bewegung der Hauptträger mitmacht, der Schwerpunkt *s* einen Kreisbogen um *n* beschreibt und das untere Ende *p* sich längs einer festen Führung *pt* verschiebt. Wählt man die Form der Führungsschiene *pt* derart, dafs in jedem Augenblicke der Schwerpunkt des bewegten Systems (Brückenbahn + Streben) in derselben Wagrechten bleiben, so ist bei dem Verschieben der Brücke keine weitere mechanische Arbeit als die durch die Rollen- und Zapfenreibung bedingte zu leisten.

Fig. 12. *Rollbrücke nach Guthrie.*



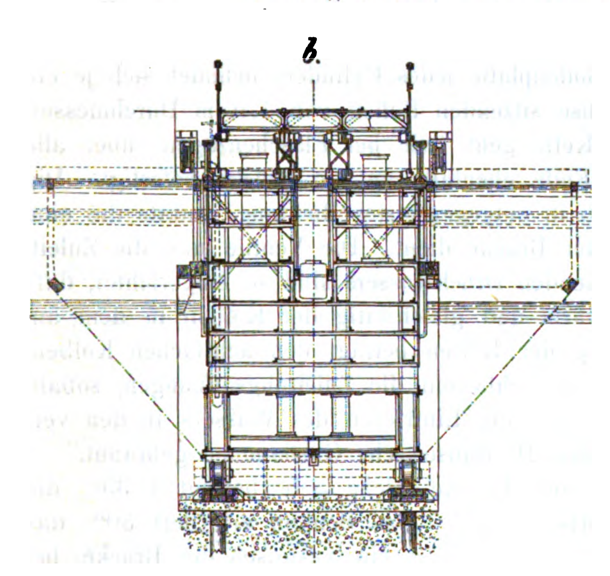
§ 7. **Rollfähren.** Bei einigen in neuester Zeit ausgeführten Brücken wird nicht nur der Überbau, sondern mit diesem gleichzeitig auch der stützende Unterbau (die Pfeiler) verschoben, wobei die Rollbahn auf der Sohle des zu überschreitenden Gewässers liegt.

In T. I, F. 4 sowie in den Textfiguren 13*a* bis 13*c* ist Knipple's 31,4 m lange Rollbrücke in der Hafeneinfahrt zu Greenock dargestellt. Drei parallelepipedische Blechpfeiler von 5,64 und 5,64 m Seite, jeder auf 6 Rollen ruhend, sind miteinander an ihren unteren Enden durch zwei 1,60 m hohe Gitterträger und kastenförmige Querträger verbunden, während am oberen Ende der Verband durch seitliche, 0,71 bis 1,02 m hohe Blechträger hergestellt wird. Das so gebildete feste Gerüst läfst sich im ganzen auf einem Sohlengleise, das von einem Pfahlrost mit Betonbett getragen wird, verschieben.

Die Pfeiler enthalten wasserdichte Behälter, die sich beim Flutwechsel füllen oder entleeren. Macht man jedoch das Eintreten des Wassers, durch Schliefsen von entsprechenden Hähnen zur Flutzeit, unmöglich, so hebt sich die ganze Brücke und kann nunmehr auf zwischen die Pfeiler eingefahrene (in der Figur angedeutete) Pontons gesetzt und, z. B. behufs Ausbesserung, abgefahren werden.

Das Fahrbahngerippe besteht aus vier über die ganze Brücke reichenden Längsträgern mit entsprechenden Querverbindungen, welche eine Blechtafel tragen. Alle vier Längsträger sind nicht fest mit den Blechpfeilern verbunden, sondern in der in Fig. 13*a* gezeigten Weise durch oben und unten drehbare Stelzen getragen. Hierdurch ist die Möglichkeit gegeben, wenn die Brücke, um die Hafeneinfahrt frei zu machen, mittels

Fig. 13. *Rollbrücke, Hafen zu Greenock.*
a. Längsschnitt, *b.* Querschnitt. M. 1:200.



einer Kette ohne Ende in die seitliche Uferkammer (Fig. 13*a* links) hereingerollt werden soll, die ganze Fahrbahn um ein gewisses Stück zu senken. Es legt sich hierbei, mit Hilfe der angedeuteten Parallelführung, die durch ein Gegengewicht im Gleichgewichte erhaltene Fahrbahn samt Geländer vollkommen um. Die seitliche Uferkammer ist selbstverständlich oben überdeckt (Fig. 13*a*).

Beim Herausrollen der Brücke stöfst das in Fig. 13*c* gezeichnete Vorderende derselben mittels Rollen gegen eine entsprechend geformte gufseiserne Platte, wodurch wieder ein Heben des gesenkten Überbaues bis zur Planiehöhe bewirkt wird.

Das Öffnen der Brücke erfolgt durch Wasserdruck in 3 Minuten.

Eine ferner hier zu erwähnende Anlage ist die zwischen St. Servan und Malo in Frankreich. Eine von einem 10,85 m hohen eisernen Gerüste getragene 7,0 × 6,0 m grofse Bühne wird auf einem Schienengleise, das in geeigneter Weise auf einem niedrigen Grunddamme im Wasser angeordnet ist, durch feststehende Dampfmaschine und Zugseil hin und her gezogen. Näheres siehe Ann. des ponts et chaussées 1874, II. Vergl. auch Imray's ähnliches Patent für Verkehr durch Flüsse (engl. Patent 1872, No. 1489 und Mech. Magazine 1872, S. 494).

§ 8. Rollbrücken mit festliegenden Hauptträgern und angehängter Fahrbahn (hängende Fähren). Unseres Wissens ist eine derartige Konstruktion bereits öfters in Vorschlag gekommen, bis jetzt jedoch noch nicht zur Ausführung gelangt.

So entwarfen z. B. **Mills** und **Twyman** zur Überschreitung der Themse eine Rollbrücke, deren seitliche Öffnungen in Uferhöhe liegen, während in der mittleren, 61 m weiten Öffnung die 24 m lange Bühne für den Strafsenverkehr an einem durch Wasserdruck verschiebbaren Rollwagen aufgehängt ist, der sein Gleis 24 m über Wasserspiegel auf festen Trägern findet, welche von hohen Pfeilern unterstützt werden (Engng. 1878, I. S. 237). Vergl. ferner **Smith's** Entwurf einer hängenden Fähre über die Tees in Middlesborough (Engng. 1873, II., S. 62). Nach **Anderson** eignet sich eine solche Konstruktion auch für Überführung von Eisenbahnen über Flüsse mit niedrigen Ufern und starkem Schiffsverkehr, da hierdurch jedes Heben des Zuges erspart wird (Scient. Amer. 1885, I. S. 47).

§ 9. Bewegungsvorrichtungen. Erforderliche Bewegungskraft. Bei sehr kleinen Rollbrücken wird die Verschiebung durch 1 bis 2 Mann bewirkt, welche unmittelbar am Geländer anfassen. Bei Fufswegen findet man (Textfiguren 7 u. 16*b*) Zahnräder an einer Laufradachse, welche durch Kurbelvorgelege getrieben werden. Für gröfsere Brücken hat man in Zahnstangen eingreifende Getriebe (T. I, F. 1^a, 1^b, 2^a, 2^b) benutzt.

Schwere Brücken werden meist durch Wasserdruck mittels Ketten bewegt. So sind z. B. bei der auf T. I in den Figuren 7^a bis 7^c dargestellten und in § 5 beschriebenen Rollbrücke über die Kattendyk-Seeschleuse zu Antwerpen zwei wagrechte Wasserdruckcylinder von 0,61 m Plungerkolben-Durchmesser und 3,66 m Hub angebracht. An dem Kopfe jedes Kolbens und an der Bodenplatte jedes Cylinders befindet sich je ein Satz von vier auf gemeinschaftlicher Achse sitzenden Rollen von 1,10 m Durchmesser. Eine an einem Brückenende befestigte Kette geht (wie bei Flaschenzügen) über alle diese Rollen und ist mit ihrem anderen Ende ebenfalls an die Brücke befestigt. Die Ketten der beiden Cylinder bewegen sich in entgegensetzter Richtung, sodafs die eine zum Schliefsen, die andere zum Öffnen der Brücke dient. Die Ventile und die Zuleitungsrohre des unter 50 Atmosphären stehenden Druckwassers sind so eingerichtet, dafs der Kolben in dem einen Cylinder vorwärts und gleichzeitig der Kolben in dem anderen Cylinder rückwärts geht. Der Weg der Ketten beträgt den achtfachen Kolbenweg. Besondere selbstthätige Vorrichtungen schliefsen die Zuleitungsöffnungen, sobald die Brücke genügend weit vorgerollt ist. Um ein Einfrieren des Wassers in den verschiedenen Leitungen zu verhindern, werden 16 Bunsen'sche Gasflammen gebrannt.

Die erforderliche Zeit zum Heben der Brücke (siehe § 5) beträgt 1′ 35″, die zum Zurückschieben 1′ 45″, zusammen also 3′ 20″. Das Senken erfordert 30″, das Wieder-Vorschieben 1′ 40″, zusammen also 2′ 10″. Um ein Anstofsen der Brücke, bei unvorsichtigem Schliefsen derselben, zu mildern, sind auf der Schleusenmauer Kautschukbuffer angebracht.

Fernere Beispiele für die Anordnung der hydraulischen Bewegungsvorrichtungen bei Rollbrücken sind bereits in § 5 gegeben worden (Brücke über die Penhouët-Schleuse zu St. Nazaire T. I, F. 5^a u. 5^b; Brücke zu Drontheim, Textfiguren 11^a u. 11^b).

Zur sicheren Führung der Rollbrücken müssen entweder die Laufräder oder die Laufschienen (T. I, F. 1^c) oder die festen Stützrollen e, e_1 (T. I, F. 2^b u. 2^c) oder endlich die Träger-Untergurte (T. I, F. 5^b) mit Vorsprüngen versehen sein.

Die zur Bewegung der Brücke erforderliche Zugkraft Z hängt nicht nur von dem Gewichte der Brücke, sondern auch von der Steifigkeit der sich durchbiegenden Hauptträger ab. Ist G = dem Gewichte auf den Achsen der Stützrollen; G_1 = dem Gewichte dieser Rollen, deren Halbmesser = R und deren Achsenzapfen-

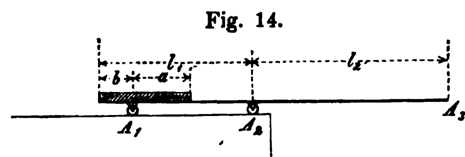
halbmesser $= r$ ist; $\mu =$ Koefficient für Zapfenreibung und φ desgleichen für rollende Reibung, m ein Sicherheitskoefficient, so hat man

$$Z = m\left\{\frac{G}{R}(\mu r + \varphi) + \frac{G_1}{R}\varphi\right\}.$$

Für μ ist (bei Stahl und Bronze, wenig fettig) etwa 0,16 und für φ etwa 0,05 cm zu setzen. Nach vorliegenden Erfahrungen kann $m = 2$ bis 6 werden. Z ist übrigens die erforderliche Zugkraft unmittelbar an den Trägern. Wird ein Vorgelege angewandt, so sind die Reibungswiderstände in letzterem zu berücksichtigen.

§ 10. Berechnung der Hauptträger. In geschlossenem Zustande werden die Hauptträger der Rollbrücken meist als ununterbrochene Träger mit zwei Feldern l_1 und l_2 auftreten. Die Stützen A_1, A_2, A_3 liegen gewöhnlich in gleicher Höhe, auch werden wohl nach dem Zurollen der Brücke die elastisch durchgebogenen Trägerenden bis zur richtigen Höhe angehoben. (Ausführlicheres über diese Hebevorrichtungen folgt im Abschnitt „Drehbrücken" unter IV.) Für derartige ununterbrochene Balken erhält man bei Belastung mit Eigengewicht g und Gegengewicht k für die laufende Längeneinheit, die in den Formeln 26 bis 28 des Anhanges für $q = g$ und ferner in den Formeln 31 bis 33 daselbst gegebenen Werte der Stützendrücke. Hiernach berechnen sich leicht die betreffenden M und Q (siehe auch Tabellen im § 11 des Anhanges) für die verschiedenen Balkenquerschnitte. Zu diesen sind dann noch die von der Verkehrslast herrührenden M bezw. R aus den Tabellen in § 11 des Anhanges hinzuzufügen.

Fig. 14.



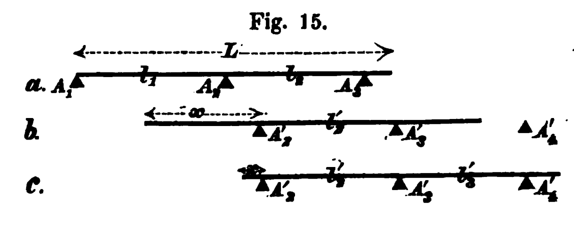
Bei geöffneter Brücke sind mehrere Fälle zu unterscheiden. Werden erstens die Stützpunkte A_1 und A_2 (Textfig. 14) durch Laufrollen gebildet, welche mit dem Träger wandern (vergl. Textfig. 16 a und T. I, F. 9), so ist für jede Lage der Brücke, da das Ende A_3 jetzt frei schwebt: $A_3 = o$, und ferner

$$A_2 = \frac{g(l_1 + l_2)^2 + k(a^2 - b^2)}{2 l_1}; \quad A_1 = \frac{g(l_1^2 - l_2^2) + k a (2 l_1 - a) + b k (2 l_1 + b)}{2 l_1}.$$

Das gröfste M und das gröfste Q wird bei A_2 vorkommen.

Sind dagegen zweitens die Stützpunkte A_2 und A_3 durch fest gelagerte Stützrollen gebildet (T. I, F. 2ᵃ), in welchem Falle gewöhnlich kein Gegengewicht angebracht, sondern die erforderliche Gewichtsausgleichung durch eine entsprechende Verlängerung der Träger erreicht wird (Fig. 15 a), so ändern sich während des Verschiebens die Gröfsen der Stützendrücke und zwar erhält man für eine Stellung wie in Fig. 15 b (vergl. auch T. I, F. 2ᵃ):

Fig. 15.



$$A_2' = \frac{gL}{l_2'}\left(l_2' + x - \frac{L}{2}\right) \text{ und } A_3' = \frac{gL}{l_2'}\left(\frac{L}{2} - x\right),$$

dagegen für eine Stellung wie in Fig. 15 c: $A_2' = pL = A_3' - A_4'$

$$A_3' = \frac{g}{2 l_2'(2 l_2'^2 + 3 l_2' l_3' - l_3'^2)}\left\{\begin{array}{c} 2L\left(2 l_2' - \frac{L}{2} + x\right)(2 l_2'^2 + 3 l_2' l_3' + l_3'^2) \\ - l_2'[l_2'(3 l_2'^2 + 8 l_2' x + 6 x^2) \\ + l_3'(l_3'^2 + 4 l_3'(l_2' + x) + 6 l_3'(l_2' + x)^2)] \end{array}\right\}$$

$$A_4' = \frac{gL\left(\frac{L}{2} - x\right)}{2 l_2'} - \frac{A_3'}{2}.$$

Zusammenstellung verschiedener Angaben

No.	Ort der Brücke.	Bestimmung derselben.	Anzahl Öffnungen.	Ob einteilig oder zweiteilig.	Länge der Brücke m	Lichte Weite m	Gesamtbreite der Brücke m
1	Kattendyk-Seeschleuse, Amsterdam.	Eingleisige Eisenbahn und Strafse.	1	1	48,36	27,50	8,8
2	Penhouët-Schleuse, St. Nazaire.	Zweigleisige Eisenbahn und Strafse.	1	1	43,0	25,00	7,60
3	Millwall-Docks, London.	Strafse.	1	1	—	24,40	9,76
4	Schleuse, Swansea.	Eisenbahn.	1	1	—	23,12	—
5	Towey-Brücke, Swansea.	Zweigleisig.	1	1	—	18,3	—
6	Graving-Dock, Greenock.	Eisenbahn und Strafse.	1	1	31,4	18,3	4,96
7	Graving-Dock, Montevideo.	Fufsweg.	1	1	—	16,78	2,90
8	Duquesne-Schleuse, Dieppe.	Fufsweg.	1	1	31,25	16,50	2,04
9	Hull-Flufs, Hull.	Strafse.	1	1	—	11,39	9,76
10	Kent-Flufs.	Eisenbahn.	1	1	24,0	11,4	5,76
11	Dovey-Flufs, Barmouth.	Eisenbahn.	1	1	—	10,68	6,55
12	Leven-Flufs, Morecombe.	Eisenbahn.	1	1	—	9,15	—
13	Shannon-Flufs, Drumsna, Irland.	Eisenbahn.	1	1	—	9,15	4,96
14	Kanalbrücke, Newry.	Eisenbahn.	1	1	18,3	9,15	12,2
15	Kanalhafen, Drontheim.	Strafse.	1	2	2 × 7,13	1 × 10	9,4
16	Morpeth-Dock, Birkenhead.	Eisenbahn.	1	1	—	7,63	8,24
17	Spencer-Dock, Dublin.	Strafse.	1	1	—	7,93	9,15
18	Rechtsrheinische Bahn, Koblenz.	Eisenbahn.	1	1	8,83	3,2	2,22

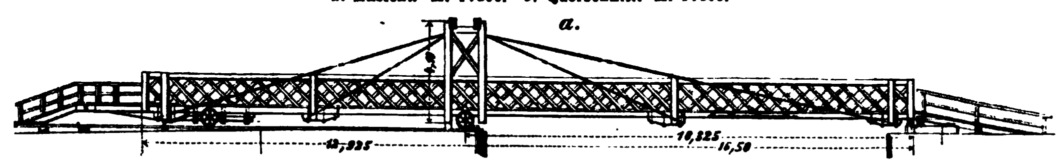
über einige ausgeführte Rollbrücken.

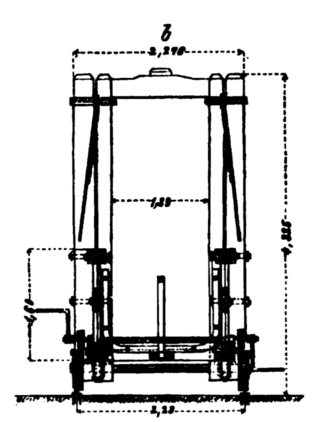
Trägerform.	Trägerhöhe m	Gewicht t	Bewegungskraft.	Bemerkungen.
Blechträger (T. I, F. 7).	2,80	370; hiervon 106,2 Gegengewicht.	Wasserdruck.	Schwereres Hinterende. Hydraulische Prefskolben mit Rollen am Kopfe heben die Brücke, während das Vorderende durch ein Horn niedergehalten wird. Feste Rollen auf dem Lande, in der Verlängerung.
Blechträger (T. I, F. 5).	3,60	300; hiervon 80 Gegengewicht.	Wasserdruck.	Brücke wird ohne Kippen, durch hydraulischen Kolben mittels eines Querhauptes, an welchem vier feste Rollen sitzen, gehoben.
Blechträger.	—	200	Hand.	Leichteres Vorderende. Hydraulische Presse am Mittelpfeiler. Prefskolben mit Rollen am Kopfe, auf welche sich die Träger-Untergurte auflegen. Vorderende der Brücke stützt sich von unten mittels eines Hornes gegen eine verankerte Rolle. Bei genügend gehobenem Hinterende wird die Brücke mittels an ihr befestigter Rollen zurückgerollt.
—	—	200	Handbetrieb.	Wie vorstehend, jedoch feste Rollen auf dem Lande, in der Verlängerung.
Blechträger.	—	205	Wasserdruck.	Schwereres Ende hinten. Kippt, nach Wegnahme der Stützen, um feste Rollen am Zwischenpfeiler und kann dann zurückgerollt werden.
Blechträger.	(T. I, F. 4 und Textfig. 13.)	204; hiervon 64 Ballast.	Wasserdruck.	Hohle Blechpfeiler. Gesamtauftrieb 200 t. Der Druck von 4 t verteilt sich auf 8 Laufräder, welche auf einem an der Sohle befindlichen Gleise laufen.
—	—	217; hiervon 92 Ballast.	—	Gesamtauftrieb 212 t. Zehn Laufrollen, wovon jede 0,5 t trägt.
Hölzerne Gitterträger (Textfig. 16).	1,60	25,5; hiervon 3,5 Gegengewicht.	Handbetrieb.	2 Laufräder am Hinterende und 2 dergl. in 12,95 m Abstand von demselben. Hinterende schwerer.
—	—	120	Hand.	Wie No. 3; die Presse auf dem Mittelpfeiler trägt jedoch keine Rolle, sondern einen Teil des Rollgleises. Laufräder fest an den Trägern.
Parallel-Gitterträger.	(T. I, F. 2.)	—	Hand.	Hinterende durch Excenter zu senken. Feste Rollen auf eisernen Röhrenpfeilern. Wird unter anschliefsende feste Brücke geschoben.
Parallel-Gitterträger.	(T. I, F. 1.)	—	Hand.	Hauptträger dreieckförmig verlängert über die anschliefsende feste Brücke. Vor dem Zurückschieben wird die Rollbrücke um die Achsen der 1,22 m Laufräder gekippt.
—	—	—	Hand.	Hinterende durch Excenter gesenkt, dann unter die anschliefsende feste Brücke auf Laufrädern, welche auf besonderen, 1:40 geneigten Hilfsträgern laufen, zurückgeschoben.
—	—	45	Hand.	Ein Stück des Landgleises versenkbar. In eine Klappbrücke umgebaut.
—	—	—	—	Schief unter 48°. Bewegung senkrecht zur Fahrrichtung.
Holzbalken mit bewegl. Stützstreben.	—	—	Wasserdruck.	Textfig. 11.
—	—	—	Hand.	Wie No. 9.
—	—	—	Hand.	Schwereres Hinterende gehoben durch Hebel mit Rollen. In der Nähe der Durchlafsöffnung feste Rollen auf dem Mauerwerk, um welche die Brücke kippt.
Blechträger.	0,47	7,3	Hand.	T. I, F. 9. Hinter der Rollbrücke ein senkrecht zur Fahrrichtung sich bewegender Rollwagen.

Ist drittens, in der Fig. 14 z. B. die Rolle A_2 fest gelagert, dagegen die Rolle A_1 an dem Träger befestigt, so behalten die für den Fall der wandernden Rollen entwickelten Stützendruck-Formeln ihre Giltigkeit, nur werden nunmehr l_1 und l_2 veränderliche Gröfsen.

Die Konstruktionsformen der Hauptträger sind verschieden. Seltener kommen in neuerer Zeit Holzträger vor (z. B. bei Brücken über schwedische Kanäle, vergl. ferner Textfig. 8 u. 11). Die Textfiguren 16 *a* und 16 *b* stellen die hölzerne Rollbrücke

Fig. 16. *Rollbrücke, Hafen zu Dieppe.*
a. Ansicht. M. 1:300. *b.* Querschnitt. M. 1:100.





im Hafen von Dieppe über die Schleuse Duquesne dar. Die 31,25 m langen, 1,60 m hohen Hauptträger sind hier als Town'sche Gitterträger ausgeführt und durch geneigte Hängestangen, welche ihren oberen Befestigungspunkt in einem turmartigen Aufbau finden, versteift. Die 1,564 m breite Bahn, sowie die wagrechten Windkreuze sind unmittelbar an den Untergurten der Gitterträger befestigt.

Meist bestehen die Hauptträger der Rollbrücken aus Eisen, und zwar bei kleineren Brücken aus gewalzten oder genieteten I-Trägern (T. I, F. 9) oder auch aus Gitterträgern (T. I, F. 1ᵃ und 2ᵃ), bei gröfseren Bauwerken meist aus Blechträgern, welche sich ihres gleichmäfsigeren Zusammenhanges halber empfehlen (T. I, F. 5ᵃ und 7ᵃ). Bei Gitterträgern, welche sich auf festgelagerten Stützrollen verschieben (T. I, F. 2ᵃ), ist darauf Rücksicht zu nehmen, dafs der von diesen ausgeübte Stützendruck auch zwischen den Knotenpunkten des Gitters wirken kann. Der Untergurt mufs demgemäfs mit der nötigen Steifigkeit ausgestattet sein.

Die zulässige Inanspruchnahme der Hauptträger ist wegen des Vorzeichenwechsels der Biegungsmomente bei geöffneter und bei geschlossener Brücke, sowie auch wegen der Erschütterungen der Konstruktion verhältnismäfsig kleiner als bei festen Brücken zu nehmen. Es wird daher auch das Eigengewicht der Rollbrücken pro laufende Längeneinheit schwerer ausfallen.

Litteratur

(zugleich Quellennachweis)

Rollbrücken betreffend.

Rollbrücke über den Flufs Arun auf der Brighton-Chichester Eisenbahn. Ingenieur (herausgegeben von Bornemann), Bd. I, 1848, S. 39.

Conybare. The cambrian railway viaducts (Barmouth-Brücke). Min. of proc. of the inst. of civ. eng. XXXII, S. 143.

Hemans. On telescop bridges, the telescop bridge over the Severn. Engineer 1869, XXVII, S. 323.

Rollfähre zwischen St. Servan und St. Malo. Ann. des ponts et chaussées. 1874, 2. Sem.
(Auch in Scientific American 1874, II. S. 67 und Polyt. Centralbl. 1874, S. 894).

Bruce, B. Eine Rollbrücke über die Themse. Engng. 1876, I. S. 188. Mit Abbild.
(Auch Polyt. Journ. 1876, Bd. 220, S. 379.)

Lemut. Pont roulant de service, portant un chemin de halage. Nouv. ann. de la constr. 1878, S. 98.

Mills und Twyman. Rollbrücke mit angehängter Fahrbahn über die Themse. Engng. 1878, I. Mit Skizze.
Gehsteg, als hölzerne Rollbrücke, über die Schleuse Duquesne in Dieppe. Ann. des ponts et chaussées 1881, II. S. 327. Mit Abbild.
Knipple's Rollbrücke im Hafen von Greenock. Engng. 1883, II. S. 88 u. 150. Mit Abbild.
(Auch Centralbl. f. Bauverw. 1887, S. 147. Mit Abbild.)
van Gansberghe. Notice sur le pont roulant établi sur l'écluse maritime du Kattendyk à Anvers. Ann. d. travaux publ. de Belgique 1883, S. 397 und Taf. X u. XI.
(Dasselbe holländisch in der Tijdschrift v. h. Koningl. Inst. v. Ingenieurs 1885/86, Lieferung 3, S. 267 u. T. 18—21.)
Knipple und Morris. Rollbrückenprojekte über die Themse zu Tower, Stepney und Greenwich. Engineer 1884, I. S. 68. Mit Abbild.
Anderson. Rollbrücke mit angehängter Fahrbahn für Eisenbahnverkehr. Scientific American 1885, I.
Kerviler, R. Le pont roulant de l'écluse de Penhouët à Saint-Nazaire. Ann. des ponts et chaussées 1885, II. S. 425. Mit Skizze.
Cauer, W. Hölzerne Rollbrücke in Drontheim. Zeitschr. f. Bauw. 1887, S. 81 und Taf. 16.

B. Hubbrücken.

§ 11. Hubbrücken mit beweglichen Hauptträgern. Man kann zweierlei Arten von Hubbrücken unterscheiden: solche, bei denen der ganze bewegliche Überbau (Hauptträger und Fahrbahn) lotrecht gehoben wird, und solche, bei denen die Hauptträger in der erforderlichen Höhe fest liegen und nur die Fahrbahn eine lotrechte Bewegung hat.

Die erste Konstruktionsart ist die ältere, doch wird sie auch jetzt vielfach angewandt.

Ein neueres Beispiel bietet die 6 m breite Strafsen-Hubbrücke an der Schiffswerfte zu Alt-Ofen (T. I, F. 6), bei welcher der 45 t schwere eiserne Überbau der mittleren, 21 m weiten Öffnung in 7 Minuten um 4 m gehoben wird. Die Gegengewichte sind in schweifseisernen Türmen angebracht und die Kettenführung eine derartige, dafs zwei Mann, auf der Mitte der Brücke stehend, die Hebung bewirken. Zu diesem Zwecke befindet sich in der Mitte jedes der beiden als Fachwerke konstruierten Hauptträger je eine Winde, mittels welcher je zwei auf gemeinschaftlicher Achse sitzende Kettenrollen in Bewegung gesetzt werden können. An jedem der vier Pfeilertürme ist ferner eine Kette angebracht und mit ihren beiden Enden am unteren und oberen Teile derselben befestigt. Diese Kette ist über eine am Trägerende befindliche Rolle und über die Rolle des Windewerks geschlungen und es kann sonach, durch Drehen der letzteren in dem einen oder anderen Sinne, ein Heben oder Senken des Brückenfeldes erfolgen.

Seit dem Jahre 1886 ist in der Rue de la Crimée am Bassin de la Villette zu Paris eine interessante Strafsen-Hubbrücke von 7,40 m Breite und 15,0 m Lichtweite ausgeführt, deren 20,0 m weit gespannte Blechträger mittels zweier an den Enden angebrachten Quer-Unterzüge durch Wasserdruck bis zu 4,60 m in 50 bis 80 Sekunden (je nach dem vorhandenen Drucke) gehoben werden können. Die vier Enden der Unterzüge sind durch Ketten gefafst, welche über die Kopfrollen von vier hohlen eisernen Eckständern gehen und die Gegengewichte tragen. Um ein gleichmäfsiges Heben der vier Ketten zu sichern, dient ein System von zwei mit dem eisernen Überbau verbundenen Querwellen, welche mittels Kegel-Zahnrädern und Längswelle voneinander abhängig gemacht sind, und an deren Enden cylindrische Zahnräder sitzen, die in an den gufseisernen Ständern angebrachte lotrechte Zahnstangen greifen. Um ferner in den beiden Wasserdruckcylindern, deren Kolben unmittelbar gegen den beweglichen eisernen Überbau drücken, stets möglichst geringe Druckunterschiede zu erzielen, sind zwei (an

dem Überbau befestigte) Leitungen von je 0,10 m in jede der beiden hohlen, 310 mm im Lichten weiten Kolbenstangen derart eingeführt, dafs die eine oberhalb und die andere unterhalb des Kolbens ausmündet. Die untere Kolbenfläche ist doppelt so grofs gehalten wie die obere; wenn daher der Wasserdruck auf beide Kolbenseiten wirkt, so steigt die Brücke, wirkt dagegen der Druck auf den Kolben nur von oben, so sinkt dieselbe. Die Einrichtung der Steuerhähne ist daher sehr einfach.

Mehrfach sind in neuerer Zeit Hubbrücken ausgeführt worden, deren beweglicher Überbau (Hauptträger und Fahrbahn) von besonderen hoch gelagerten festen Trägern aus gehoben werden. Diese Brücken bilden einen Übergang zu der im nächsten Paragraph zu besprechenden Konstruktion, bei welcher die Fahrbahn allein gehoben wird.

Fig. 17. *Hubbrücke, Rhein-Marne-Kanal, bei den Salinen de Rosières.*
M. 1:200.

Ein Beispiel bietet die Eisenbahnbrücke über den Rhein-Marne-Kanal bei den Salinen de Rosières (Textfig. 17). Dieselbe ist als gewöhnliche Blechbrücke von 12 m Lichtweite mit seitlichen Konsolen ausgeführt. Zum Heben derselben dient ein besonderer 29,6 m langer, 3,54 m breiter, an den Enden auf 4,71 m hohen schweifseisernen Ständern gelagerter Steg (gleichzeitig für den Fufsgängerverkehr bestimmt). Die Kettenführung über die an dem oberen Stege gelagerten Aufzugsrollen ist eine derartige, dafs die beiden Brückenenden sich mit gleicher Geschwindigkeit heben müssen, *aa* sind die Gegengewichte, *bb* die Aufzugsvorrichtungen. Gesamtgewicht der Konstruktion 36300 kg.

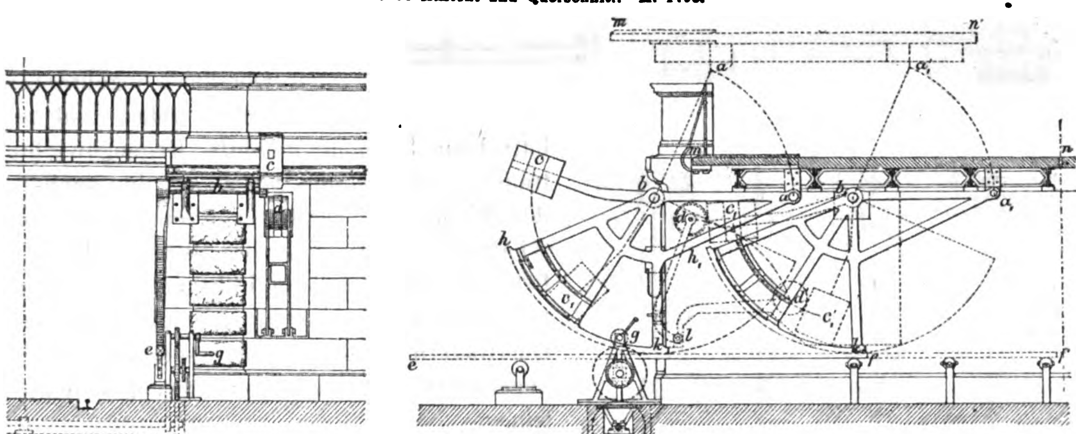
Ähnlich ist die Anordnung der zweigleisigen, schiefen (74°) Hubbrücke über den Canal de l'Ourcq an dem Viehmarkte zu Villette in Paris (T. I, F. 8ª u. 8ᵇ). Die drei 9,6 m langen, 3,5 m voneinander abstehenden Blechträger werden an Blechkonsolen von vier Ketten gefafst und 7,03 m gehoben. Zu diesem Zwecke sind in der betreffenden Höhe vier Gitterbrücken von je 11,94 m Länge angebracht, welche ihre

Stützpunkte einerseits an den gewölbten Fufswegbrücken, andererseits an vier gemauerten Eckpfeilern finden. Die Tragketten durchsetzen in einem eingemauerten Rohre die Gewölbe, gehen über die Rollen *C* und *B* und tragen an ihren Enden die vier Gegengewichte, jedes zu 5 t. Zur Stützung der Ketten dienen die Rollen *D D*. Nahe am Gewölbscheitel befinden sich auf jeder Seite der Brücke eine Winde *E*, von welcher aus je ein Mann mittels Langwelle und kegelförmigen Zahnrädern (Fig. 8[b]) die mit kegelförmigem Zahnkranz versehenen Rollen *C* und damit die Ketten in Bewegung setzt. Die beiderseitigen Langwellen sind durch eine Querwelle miteinander verbunden.

Zur Erleichterung der Brückenbewegung dienen auch hier an den beweglichen Trägern angebrachte Wasserbehälter, welche sich bei dem tiefsten Stande der Brücke selbstthätig entleeren. Zum Heben der 20 t schweren Brücke sind zwei Minuten erforderlich. Auch dieses seit 1868 bestehende Bauwerk soll sich gut bewähren.

Eine von den bis jetzt beschriebenen ganz abweichende Konstruktion zeigt die Hubbrücke an der Friedrichsbrücke in Dresden (Textfig. 18*a* u. 18*b*), welche zur Überführung einer Strafse über die Eisenbahn dient und von unten gehoben wird. Durch

Fig. 18*a* u. *b*. *Friedrichsbrücke, Dresden.*
Halbe Ansicht und Querschnitt. M. 1:96.



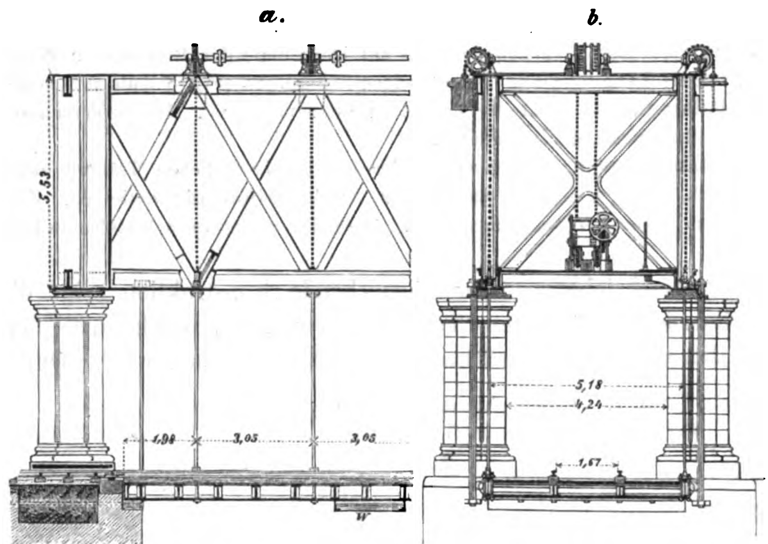
die mittels des Vorgeleges *g* bewegbaren Zahnstangen *ef*, welche in die gezahnten Ränder hk und h_1k_1 der gufseisernen Sektoren bhk und $b_1h_1k_1$ eingreifen, werden letztere um die Achsen b bezw. b_1 gedreht. Hierbei kommt der mit den dreieckigen Sektorenarmen in a und a_1 gelenkig verbundene Überbau aus der Lage mn in die parallele Lage $m'n'$. Für das Gleichgewicht der Brücke dienen die Gegengewichte c und c_1, sowie das um die Achse l drehbare Gegengewicht d, welches letztere den Zweck hat, die beim Heben der Brücke sich verringernde nützliche Komponente der beiden anderen Gegengewichte auszugleichen.

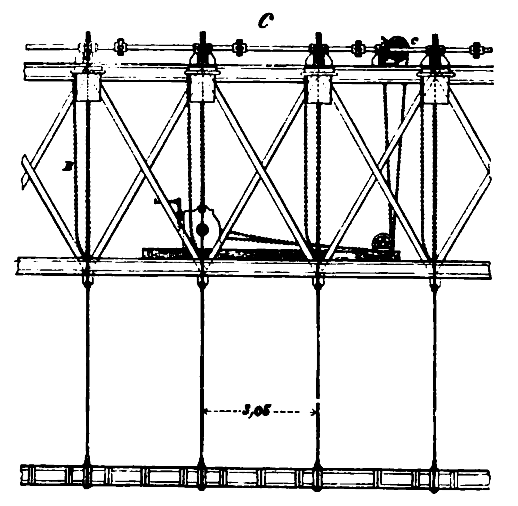
§ 12. Hubbrücken mit festliegenden Hauptträgern. Der Gedanke, zur Herstellung einer freien Durchfahrt nicht den ganzen Brückenkörper zu heben, sondern nur die an genügend hoch gelagerten Hauptträgern angehangene Fahrbahn lotrecht beweglich einzurichten, rührt vom Ingenieur Röper her (siehe Litteratur).

1874 ist eine nach ähnlichen Grundzügen von Whipple entworfene Hubbrücke in Utica (New-York) über den 18 m breiten Erie-Kanal zur Ausführung gekommen.

Die bis jetzt gröfste, nach diesem System ausgeführte Brücke ist die eingleisige Chitpore-Hubbrücke zu Kalkutta (Textfig. 19*a* bis 19*c*, S. 20) mit einer Öffnung von 35 m Lichtweite. Die 36,6 m weit gespannten, 5,3 m hohen Hauptträger sind als Fachwerkträger konstruiert und liegen mit ihren Unterkanten auf steinernen Pfeilern, 4,8 m über


Fig. 19. *Chitpore-Hubbrücke, Kalkutta.*
a. Längsschnitt, *b.* Querschnitt, *c.* Ansicht. M. 1:300.





Fahrbahn, um welchen Betrag letztere gehoben werden kann. Zu diesem Zwecke sind an den 3,05 m voneinander abstehenden Fahrbahnquerträgern Zugstangen befestigt, deren obere Enden sich bei gesenkter Brücke auf die Untergurte der Hauptträger auflegen, während die als Verlängerung der Zugstangen dienenden Ketten über oberhalb der Obergurte angebrachte Rollen gehen und an lotrechten Stangen geführte Gegengewichte tragen. Diese Rollen sitzen auf durchgehenden Wellen und werden von einem gemeinschaftlichen Getriebe in der Mitte der Brücke bewegt. Zur lotrechten Führung der ganzen beweglichen Konstruktion sind an den letzten Querträgern Rollen mit Doppelspurkränzen angeordnet, die sich gegen Führungsschienen lehnen.

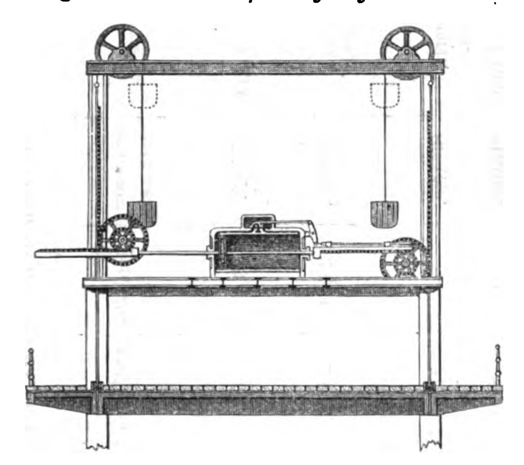
Besonders sorgfältig ist die Gewichtsausgleichung der Fahrbahn durchgeführt. Die erwähnten, an den Ketten hängenden Gegengewichte übersteigen das Gewicht der beweglichen Bühne um 2 t. (Es entspricht dies dem Betrage der passiven Widerstände.) Füllt man dagegen die unterhalb der Fahrbahn angebrachten, 2,13 cbm enthaltenden Kasten *W* (Fig. 19*a*) mit Wasser, so ist umgekehrt eine Kraft von 2 t erforderlich, um die Bühne nach unten zu ziehen. Das den Behältern *W* von einem kleinen Hochreservoir in der Nähe der Brücke zugeführte Wasser wird demnach erst unmittelbar beim Anheben der Brücke herausgelassen. Um ferner die Störung des Gleichgewichtes durch das Abwickeln der Hängeketten auszugleichen, sind noch besondere Ausgleicheketten *B* (Fig. 19*c*) angeordnet, welche einerseits an den Gegengewichten und andererseits an den oberen Zugstangenenden befestigt sind.

Die seit 1878 bestehende Brücke soll sich sehr gut bewähren; besonders wird deren Steifigkeit beim Befahren mit Zügen (Geschwindigkeit 32 km in der Stunde) hervorgehoben.

Während bei der beschriebenen Brücke die Bewegung durch Menschenkraft bewerkstelligt wird, dient zum Heben der 11,6 m breiten Strafsen-Hubbrücke über den Oswego-Syrakus-Kanal in Nordamerika der Druck der Stadtwasserleitung. Zu diesem

Zwecke befindet sich (Textfig. 20) zwischen den Untergurten der 25,5 m langen Hauptträger ein 0,825 m im Durchmesser haltender Cylinder von 1,65 m Hub. Die 0,11 m starke Kolbenstange liegt senkrecht zur Brückenachse und besitzt an jedem Ende eine Zahnstange, mit welcher sie je ein 0,60 m Zahnrad in demselben Sinne dreht. Diese Zahnräder bewegen zwei parallel zu den Trägern laufende Wellen, an denen 0,975 m Zahnräder befestigt sind, welche ihrerseits in die lotrechten, als Zahnstangen ausgebildete Verlängerungen der Fahrbahn-Hängestangen greifen. Hubhöhe der Brücke: 2,7 m.

Fig. 20. *Hubbrücke, Oswego-Syrakus-Kanal.*



Die Hubbrücken-Konstruktion mit festliegenden Hauptträgern bietet den Vorteil gegenüber den anderen Hubbrücken, dafs bei der ersteren die dem Winde ausgesetzte Fläche der bewegten Teile kleiner ist. Man hat daher hier bei starkem Winde kleinere Reibungswiderstände zu überwinden.

Litteratur

(zugleich Quellennachweis)

Hubbrücken betreffend.

Röper. Eine neue bewegliche Brücke. Wochenbl. d. Berl. Arch.-Ver. 1867, S. 322, 350, 368, 409 u. 1868, S. 414.

Eisenbahnbrücke über den Rhein-Marne-Kanal bei den Salinen de Rosières und de Varangéville. Ann. industr. 1873, 1. Sem., S. 622.

Hubbrückenprojekt für Leeds. Engineer 1873, 1. Sem., S. 128.

Laing. Proposed lifting bridge over the Tees at Mittlesborough. Engineer XXXV, S. 128.

Nouveau système d'un pont mobile à Utica. Ann. des ponts et chaussées. Chronique 1876, März, S. 390. (Aus Transact. of the Amer. soc. of civ. eng.; auch in Engineering 1875, I. S. 80.)

Mohr und Schönfelder. Hubbrücke zu Utica. Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 38.

Mathyssen. Projektierte Hubbrücke in der Strafsen- und Eisenbahnbrücke über die Schelde in Antwerpen. Engineering 1878, I. S. 140. (Auch Eisenbahn 1878, S. 99.)

Die Chitpore-Eisenbahn-Hubbrücke in Kalkutta. Engng. 1882, II. S. 353. Mit Abbild. — Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 252. Mit Abbild.

Pitt-Bayley. Entwurf einer Hubbrücke unterhalb London. Engineer 1883, II. S. 146. Mit Abbild.

Die Hubbrücke über den Erie-Kanal nächst Rochester. Ann. des ponts et chaussées 1885, I. S. 475. Mit Abbild. (Auch Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 325.)

Strafsen-Hubbrücke über den Oswego-Syrakus-Kanal in Nord-Amerika. Génie civil 1884, V. S. 257. Mit Abbild.

Die Strafsen-Hubbrücke an der Schiffswerfte in Alt-Ofen. Wochenbl. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, S. 15. Mit Abbild.

Pont levant sur le canal de l'Ourcq à la gare du marché aux bestiaux de la Villette. Génie civil 1885, II. S. 1 und Taf. I.

Hubbrücke in der Rue de la Crimée, Bassin de la Villette, Paris. Ann. des ponts et chaussées 1886, I. S. 771 und Taf. 20.

Zusammenstellung verschiedener Angaben über einige ausgeführte Hubbrücken.

No.	Ort der Brücke.	Bestimmung derselben.	Spannweite m	Lichtweite m	Breite m	Hubhöhe. m	Trägerform.	Trägerhöhe. m	Gewicht t	Bewegungskraft.	Bemerkungen.
1	Chitpore, Kalkutta.	Eingl. Eisenb.	36,6	33,5	—	4,8	Parallelträger Fachwerk.	5,3	—	Handbetrieb mit Wasser-Gegengewicht.	Textfig. 19. Hauptträger fest auf vier Steinpfeilern. Nur die Fahrbahn beweglich.
2	Erie-Kanal, Rochester.	Strafse.	28,74	23,76	Fahrbahn 5,5; Fufswege je 1,5 auf Konsolen.	4,0	Parallelträger Fachwerk.	4,42	—	Druck der Stadtwasserleitung.	Hauptträger fest, auf vier schweifseisernen Eckpfeilern. Fahrbahn beweglich.
3	Schiffswerft, Alt-Ofen.	Strafse.	—	21,00	6,0	4,0	desgl.	2,16	45	Handbetrieb.	T. I, F. 6. Vier schweifseiserne Ecktürme. Gesamter Überbau durch Ketten mit Gegengewichten gehoben.
4	Erie-Kanal, Utica.	Strafse.	—	18,00	5,5	3,5	desgl.	5,1	10, die bewegl. Bühne.	—	Hauptträger fest. Fahrbahn beweglich.
5	Rue de la Crimée, Bassin Villette, Paris.	Strafse.	20,00	15,00	7,40	4,6	Parallel-Gitterträger.	2,00	—	Wasserdruck.	Der ganze Überbau durch zwei Wasserdruckcylinder in 50—80 Sekunden gehoben. An den vier Ecken 4 gufseiserne Ständer mit Kopfrollen, über welche die vier Ketten mit den Gegengewichten gehen. Kosten 112000 M. ausschliefslich Mauerwerk.
6	Rhein-Marne-Kanal, Salinen de Rosières.	Eingl. Eisenb.	29,6 der festen Träger.	12,0 der bewegl. Träger.	3,54 mit Konsolen.	4,7	Blechträger.	—	—	Handbetrieb.	Textfig. 17. Zum Heben des ganzen Überbaues dienen auf vier schweifseisernen Stützen hoch gelagerte feste Träger.
7	Kanal de l'Ourcq, la Villette, Paris.	Zweigl. Eisenb.	—	Bewegliche Träger 8,5 normal, bezw. 9,6 schief.	8,1	4	desgl.	—	20, die bewegl. Brücke.	desgl.	Schief (74°). Erbaut 1868. Der gesamte Überbau wird gehoben. Hebewerk an festen oberen Trägern, welche zum Teil auf vier steinernen Ecktürmen, zum Teil auf den gewölbten Fufswegübergängen gelagert sind. T. I, F. 8.
8	Grand Surrey-Kanal, London.	Eisenbahn.	—	6,41	7,17	1,61	—	—	12,75 und Gegengewicht 12,5.	Handbetrieb.	Erbaut 1848. Zwei Mann zum Heben.
9	Spencer-Dock, Dublin.	Eisenbahn.	12,20	4,42	3,66	—	Gitterträger.	—	14	Handbetrieb und Wasserdruck.	Erbaut 1873. Schief (25°).
10	Royal-Kanal, Dublin.	Eisenbahn.	—	4,42	3,66	—	—	—	11,75	Handbetrieb.	Schief (25°). Gehoben in 5 Sekunden durch 9 t schwere Hebel mit 11,75 t Gegengewichten.
11	Friedrichstrafse, Dresden.	Strafse.	—	3,6	9,0	1,6	Blechträger.	—	—	desgl.	Wird durch mit Gegengewichten versehene Hebel von unten gehoben. Textfig. 18.

C. Zugbrücken.

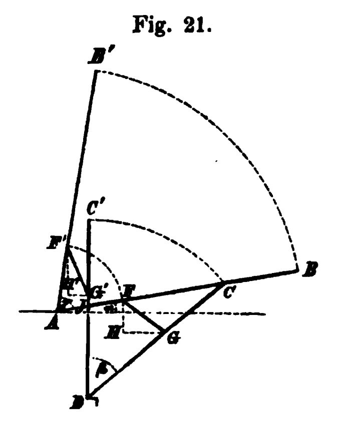
§ 13. Konstruktionsprinzip. Einfache und doppelte Zugbrücken. Jede Zugbrücke besteht aus einer um eine wagrechte Endachse drehbaren Klappe, welche mittels Seilen oder Ketten aufgezogen und niedergelassen werden kann. Die verschiedenen Zugbrücken-Systeme unterscheiden sich hauptsächlich durch die zur Herstellung des Gleichgewichtes der Klappe dienenden Teile.

Soll nämlich die Zugbrücke für jede Stellung der Klappe im Gleichgewichte sein, so mufs, wenn man von der Überwindung der Bewegungswiderstände (Reibung u. s. w.) absieht, die von der bewegenden Kraft in jedem Augenblicke zu leistende Arbeit gleich Null sein. Dieses kann aber nur dann stattfinden, wenn auch die Arbeit des Gewichtes von dem ganzen bewegten System gleich Null ist, d. h. wenn der Schwerpunkt des Gesamtsystems sich bei der Bewegung der Brücke weder hebt noch senkt, sondern sich nur längs einer Wagrechten verschiebt.

Die Zugbrücken sind hauptsächlich bei Festungsthoren zur Anwendung gekommen, und zwar einflügelig, mit der Aufzugsvorrichtung auf einer Seite (Thorseite). Doch findet man in Frankreich, Holland und Norddeutschland auch Zugbrücken bei Strafsen über Kanäle oder auch als Schiffsdurchlässe bei festen Brücken, wobei erstere bei Spannweiten bis zu 6 m einflügelig, darüber hinaus zweiflügelig konstruiert werden. Die einflügeligen Zugbrücken haben den wesentlichen Vorteil einer beiderseitig sicheren Lagerung der niedergelassenen Klappe, während bei zweiflügeligen Zugbrücken die beiden Klappen sich in der Mitte der Spannweite gegeneinander stemmen und so ein flaches, sehr stark schiebendes Sprengwerk bilden.

Um daher den zweiflügeligen Zugbrücken eine bessere Unterstützung in der Mitte bei niedergelassener Klappe zu verschaffen, hängt man letztere entweder an besondere, an den Portalen befestigte Haltketten auf (T. VII, F. 4ᵃ), oder man setzt, falls die erforderliche Konstruktionshöhe vorhanden ist, bewegliche Streben *b* unter die Längsträger der Klappen (T. VII, F. 3ᵃ). Bei dem Aufziehen der Klappe werden die Streben durch die eisernen Hängestangen *d* nachgezogen, wobei die ersteren sich um ihre gemeinschaftliche Achse *c* drehen und sich schliefslich in entsprechende Vertiefungen der Mauer bündig einlegen.

Fig. 21.



Bezeichnet man (Textfig. 21) den Ansteigungswinkel von AB mit α, den Drehwinkel BAB' der Klappe mit γ, den Drehwinkel CDC' der Strebe bis zur Vertikalen mit β, und nennt man ferner $AJ = a$, $DJ = b$, $AF = x$ und $DG = y$, so folgt, weil $GH^2 + FH^2 = G'H'^2 + F'H'^2$ bleibt:

$$[(a - x)\cos\alpha + y\sin\beta]^2 + [b - y\cos\beta + (x - a)\sin\alpha]^2 =$$
$$[(a\cos\alpha - x\cos(\alpha + y)]^2 + [b - y - a\sin\alpha + x\sin(a + \gamma)]^2.$$

Man kann x oder y beliebig wählen und hiernach die andere Länge bestimmen.

Die ausgeführten bezw. in Vorschlag gebrachten Zugbrücken lassen sich einteilen in solche

a. mit gleichbleibendem, und

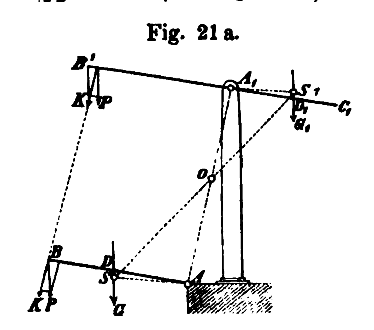
b. mit veränderlichem Gegengewichte.

Die Zugbrücken werden übrigens in neuerer Zeit durch andere bewegliche Brückenkonstruktionen verdrängt.

a. Zugbrücken mit gleichbleibendem Gegengewichte.

§ 14. Zugbrücken mit Ziehbäumen (vergl. T. VII, F. 3ᵃ u. 4ᵃ). Die Brückenklappe AB (Textfig. 21a) ist mittels der Ketten BB' an den Vorderenden der sich um die Achse A' drehenden Doppelhebel B_1C_1 aufgehangen, und zwar bilden die beiden Angriffspunkte BB' der Kette und die beiden Drehachsen AA_1 die vier Eckpunkte eines Parallelogramms, sodafs Klappe und Ziehbaum einander stets parallel bleiben. Gewöhnlich kommen zwei Ziehbäume in Anwendung, die auf einem hölzernen oder eisernen Portale oder bei Festungen auf dem Thormauerwerke in angemessener Höhe über der Klappe sich um ihre Achse A_1 drehen und hinter dieser mit einer starken, das Gegengewicht bildenden Verriegelung versehen sind. Reicht das Gewicht der Verriegelung nicht aus, so wendet man mit Steinen oder Eisen gefüllte Kästen als Gegengewichte an.

Fig. 21 a.



Bezeichnet S (Textfig. 21a) den Schwerpunkt der Brückenklappe, ist ferner S_1 der Schwerpunkt der ganzen Wippe (d. h. der Ziehbäume samt ihrer Verriegelung und der Gegengewichte sowie der Ketten BB_1) und richtet man es so ein, dafs A_1S_1 parallel zu AS ist, so fällt der Gesamtschwerpunkt O in den Durchschnittspunkt von SS_1 und AA_1 und bleibt auch in diesem Punkte bei jeder Stellung der Brücke. Wegen des Gleichgewichtes ist es nämlich erforderlich, dafs, wenn G das Gewicht des unteren und G_1 das Gewicht des oberen Systems bedeutet, für jede Stellung der Brücke $G \,.\, AS = G_1 A_1 S_1$ sei. Demgemäfs und weil A_1S_1 parallel zu AS bleibt, wird auch stets $G \,.\, SO = G_1 \,.\, S_1 O$ sein, d. h. der Gesamtschwerpunkt in O bleiben. Die Gröfse des sich stets parallel bleibenden Kettenzuges K ergiebt sich leicht nach dem Kräfteparallelogramm aus der Gröfse der Kraft $P = G \frac{DA}{BA}$.

Bei dem Entwerfen einer Zugbrücke mit Ziehbäumen ist also wie folgt zu verfahren. Zunächst ist die Brückenklappe ihrem Zwecke entsprechend zu konstruieren, wodurch G und die Strecke AD sich bestimmen. Nach Annahme einer vorläufigen Lage für die Drehachse A_1 wird man zunächst angenähert die Abmessungen der Ziehbäume und der erforderlichen Gegengewichte derart bestimmen, dafs einerseits $G_1 \,.\, A_1 D_1 = G \,.\, AD$ ist und andererseits den Festigkeitsbedingungen genügt wird. Hiernach bleibt noch die Bedingung zu erfüllen, dafs A_1S_1 parallel zu AS sei, was man ohne die Momentengleichung zu stören, teils durch lotrechte Hebung oder Senkung der Drehachse A_1, teils durch Änderungen der Form des Gegenwichtes an den Zugbäumen erreichen kann. (Näheres hierüber vergl. in dem Aufsatze von Sympher „Bewegliche Brücken in Holland“, Zeitschr. f. Bauwesen 1885, S. 542.) Hierbei ist es ratsam, auch auf die elastische Durchbiegung der Ziehbäume, welche in bekannter Weise zu berechnen ist, Rücksicht zu nehmen, da diese Durchbiegung an den Vorderenden der hölzernen Ziehbäume bis zu 20 cm betragen kann.

Während neue, richtig konstruierte Zugbrücken selbst bei Klappengewichten bis zu 3 t durch einen Mann leicht bewegt werden können, wächst bei älteren Zugbrücken infolge der Störung des Gleichgewichtes durch das Austrocknen und Schwinden des Holzes, durch Änderung der Elasticität desselben u. a. m. die erforderliche Zugkraft bis

zu derjenigen von 4—6 Mann. Eine Verbesserung kann selbstverständlich nur durch Wiederherstellung der genauen Form des Parallelogrammes $A A_1 B B_1$ und der Gleichheit der statischen Momente erzielt werden.

§ 15. Material. Ausgeführte Zugbrücken mit Ziehbäumen. Die Klappen der älteren Zugbrücken sind fast immer aus Holz gemacht worden und man findet bei französischen Festungsbrücken kleinere Klappen von 4 m Länge, 3,8 m Breite, 2800 kg Gewicht und gröfsere Klappen von 7 m Länge, 4 m Breite, 6100 kg Gewicht. Auch die Ziehbäume machte man früher stets aus Holz. In Holland sind gufseiserne Ziehbäume mit gufseisernen Portalen versucht worden (bei einfachen Zugbrücken bis 7 m Spannweite und auch bei doppelten Zugbrücken bis 14 m Spannweite), doch hat sich dieses Material wegen seiner geringen Stofsfestigkeit schlecht bewährt (Einsturz der Dortrechter Brücke). Hierauf sind öfters schweifseiserne Ziehbäume zur Anwendung gekommen. (Derartige Ziehbäume auf gufseisernen Portalen bei der doppelten Strafsen-Zugbrücke von 14 m Spannweite in Dortrecht, bei der 7,3 m weiten einfachen Strafsenbrücke über die Zuid-Willemsvaart in s'Hertogenbosch, bei der 5 m weiten eingleisigen Eisenbahnbrücke über den Marne-Kanal bei Marnaval.) In neuerer Zeit werden sowohl Ziehbäume wie Portale aus Schweifseisen hergestellt.

Als Beispiel für eine durchweg hölzerne Zugbrücke ist in T. VII, F. 3^a u. 3^b diejenige für eine Strafse über den Kanal St. Martin dargestellt. Abstand der Drehachsen beider Klappen 9 m; Längen der Brückenklappen 5,8 bezw. 5,5 m.

T. VII, F. 2^a u. 2^b zeigt die hölzerne Zugbrücke mit eisernen Ziehbäumen über den Nyhavns-Kanal in Kopenhagen. Planiesteigung 1:40; lichte Weite 9,42 m; Fahrbahnbreite 4,4 m; Fufswegbreite 1,1 m; Höhe über Mittelwasser an den Jochen nur 1,88 m. Die Hölzer *bb*, welche in die Hölzer *h* und *f* verzapft sind, bilden ein flaches Sprengwerk. Der so entstehende Rahmen ist im Grundrisse durch ein (nicht gezeichnetes) Andreaskreuz aus Flacheisen versteift und trägt durch Vermittelung der an *bb* liegenden Halbhölzer *ss* die Fahrbahn-Querschwellen. Aufserdem wird die Mitte von *s* durch Streben *c* unterstützt. An der durch Armierung verstärkten mittleren Querschwelle befinden sich die Stahlbolzen *rr*, an welchen die Aufzugstangen *rq* angreifen. Die Achse *pp*, deren Lager von der anschliefsenden festen Brücke getragen werden, erhält nur wenig Druck, da die Klappe durch das gufseiserne, durch Bleikugeln zu regulierende Gegengewicht *Q* ausbalanciert ist. Für die Ziehbäume ist ein kastenförmiger Querschnitt aus zwei [-Eisen und oberen und unteren Kopfplatten gewählt. Gegen Seitenschwankungen dienen die Flacheisen *i*, sowie am Geländer die Schraube *t*, welche bei geschlossener Brücke mit ihrer Spitze in eine entsprechende Höhlung des Gegengewichtes geschraubt wird und, letzteres etwas anhebend, die beiden Klappen gegeneinander drückt. Zur Bewegung der Brücke dient die an *Q* befestigte, über mehrere Führungsrollen hinweg gehende und auf die Scheibe *u* sich aufwickelnde Kette. Die Scheibe *u* wird durch ein Windevorgelege gedreht und zwar kann ein Mann eine Klappe in 50 Sekunden öffnen und schliefsen.

Die auf T. VII in F. 4^a bis 4^i dargestellte 12 m weite, doppelte Zugbrücke zu Vreeswyk am Leck ist, abgesehen von dem hölzernen Fahrbahnbelag und dem aus gufseisernen Scheiben bestehenden Gegengewichte (F. 4^d u. 4^e), durchaus aus Schweifseisen hergestellt. Zur Aussteifung der Ständer dienen die in der F. 4^a abgebrochen gezeichneten Stützstreben.

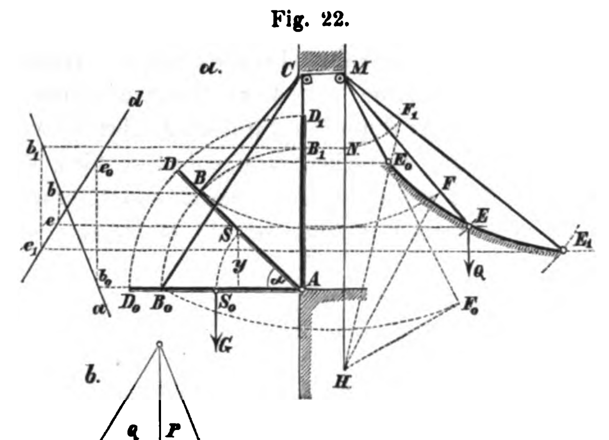
Auch die 6,6 m lange, 3 m breite einfache Klappbrücke in Dedensvaart ist aus Schweifseisen konstruiert.

Die Zugbrücken mit Ziehbäumen haben wegen des geringen von ihnen beanspruchten Platzes und wegen ihrer Billigkeit sich grofser Verbreitung zu erfreuen gehabt. Berücksichtigt man andererseits die Witterungseinflüsse auf die frei liegenden Holzteile, ferner die Gefahr, welche für den Verkehr durch die hoch schwebenden schweren Konstruktionsteile und Gegengewichte gebildet wird und endlich auch den Umstand, dafs bei Festungsbrücken die Ziehbäume dem Feinde sichtbar bleiben, so erklärt es sich, dafs gegenwärtig Zugbrücken mit Ziehbäumen nur in einzelnen Fällen Anwendung finden.

Am häufigsten kommen dieselben jetzt noch in Holland vor, wo durch die zahlreichen Kanäle nicht nur Eisenbahnen und belebte Straſsen, sondern auch eine groſse Zahl von Wegen geringerer Bedeutung gekreuzt werden. Hier handelt es sich um die Wahl von Bauwerken, welche möglichst geringe Bau- und Unterhaltungskosten bedingen und welche womöglich von Frauen und Kindern bedient werden können. Die leichte Beweglichkeit wird durch gute Ausführung und genaue konstruktive Durchbildung der einfachen Brückenform, besonders aber durch eine wohl zu rechtfertigende Beschränkung in der Anforderung an die Tragfähigkeit (zweiräderige Wagen von 3 t Gewicht) und die hierdurch erzielte Verminderung des Eigengewichtes der Brücke erzielt.

§ 16. Sinusoidenbrücke von Belidor (Textfig. 22). An der Zugkette, welche über die feste Führungsrolle C geht, ist ein Gewicht Q angehängt, welches auf einer krummen Bahn E_0E_1 gleitend, in jeder Stellung der Brückenklappe AD letztere im Gleichgewichte hält. Befindet sich z. B. die Klappe in der Lage AD, so mag Q in E angelangt sein. Bezeichnet man die Höhe des Klappenschwerpunktes S über der Wagrechten AD_0 mit y, die Tiefe des Gewichtes E unter der Wagrechten durch die Anfangslage E_0 mit η, die lotrechte Höhe von E_0 über A mit h, die Länge der Klappe AD mit l und das Klappengewicht mit G, so muſs, da nach § 13 der Gesamtschwerpunkt des beweglichen Systems sowohl bei der Klappenlage AD, als auch bei der Klappenlage AD_0 dieselbe Höhe über dem Horizonte AD_0 behalten soll,

Fig. 22.



$$G y + Q(h - \eta) = Q h \quad \text{oder} \quad \eta = \frac{G}{Q} \cdot y = \frac{G}{Q} \cdot \frac{l}{2} \sin\alpha$$

sein. Die Ordinaten der Leitkurve E_0E_1 müssen also proportional dem Sinus des Erhebungswinkels der Klappe gemacht werden.

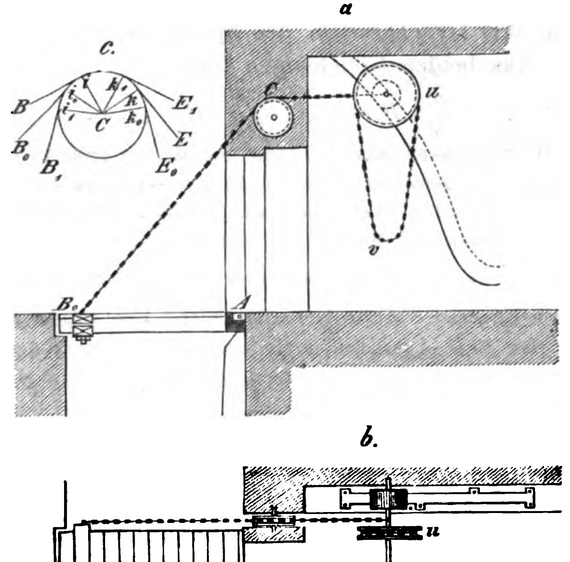
Um die Gestalt dieser Kurve für den in Textfig. 22 dargestellten allgemeinen Fall zu zeichnen, kann man sich folgenden graphischen Verfahrens bedienen. Denkt man sich die in B_0 angreifende Kraft $P = G \frac{AS_0}{AB_0}$ durch die Länge AC dargestellt, so ist, in demselben Kraftmaſsstabe gemessen, für jede Lage der Klappe die Länge der Verbindungsgeraden B_0C, BC u. s. w. gleich der für Herstellung des Gleichgewichtes erforderlichen Zugkraft der Kette. Ist daher die willkürlich zu wählende Anfangslage des Gegengewichtes in E_0 angenommen, so findet man die in dieser Anfangslage von dem Gegengewichte auszuübende Zugkraft der Gröſse und Richtung nach, indem man auf die Richtung ME_0 die Strecke $MF_0 = CB_0$ abträgt. Die Gröſse des Gegengewichts ist noch nicht festgestellt; wählt man aber hierfür z. B. den durch die Strecke MH dargestellten Betrag, so ist leicht einzusehen, daſs man in der Strecke HF_0 die Richtung der Normalen und auch die Gröſse des Normaldruckes auf die Leitkurve im Punkte E_0 erhält.

Um nun zunächst die Wagrechte festzustellen, in welcher der Schwerpunkt des Gesamtsystems (nach § 13) bei der Bewegung der Brücke bleiben muſs, bilde man nach Fig. 22b das Kraftpolygon aus P und Q, wähle einen beliebigen Pol O und konstruiere das Seilpolygon $a\,b_0\,e_0\,d$, dessen Auſsenseiten in einem Punkte der gesuchten Wagrechten schneiden. Kommt nun z. B. die Klappe in die Lage AD, so ist es leicht möglich, den entsprechenden Punkt E der Leitkurve, wo das Gegengewicht sich befinden muſs, und auch die Richtung der Normalen in diesem Punkte zu finden. Denn einerseits muſs, wegen unveränderter Höhenlage des Gesamtschwerpunktes, E in der Wagrechten eE liegen, die man erhält, wenn man das Seilpolygon $a\,b\,e\,d$ konstruiert. Andererseits, da die Kettenlänge unverändert geblieben, also $B_0CME_0 = BCME$ ist, muſs der Punkt E auf einem um M mit dem Halbmesser $ME = ME_0 + (CB_0 - CB)$ beschriebenen Kreise sich befinden. Ist nun hiernach der Punkt E bestimmt, so hat man nur den erforderlichen Kettenzug $MF = CB$ auf die Richtung ME aufzutragen, um in der Verbindungs-

geraden FH Richtung und Gröfse des Normaldruckes auf die Leitkurve im Punkte E zu erhalten. Auf diese Weise kann man für jeden beliebigen Stand der Klappe die entsprechenden Punkte der Leitkurve sowie die Normalen in den letzteren bestimmen.

Für den besonderen Fall, wenn die Rolle C mit dem Punkte B_1 zusammenfällt und das oberste Element der Leitkurve lotrecht beim Punkte N in gleicher Höhe mit B_1 angenommen wird, läfst es sich nachweisen, dafs die Leitkurve eine Kardioide sein mufs. (Vergl. hierüber den Aufsatz von Nöggerath im Civilingenieur, Band VII.)

Fig. 23.
Zugbrücke nach Belidor.



In obigem sind, der Einfachheit halber, verschiedene Voraussetzungen gemacht worden, welche in Wirklichkeit nicht streng erfüllt werden. Zunächst besteht das Gegengewicht gewöhnlich aus einer Reihe von Gufsblöcken, welche nach Bedarf auf einer über die ganze Brückenbreite sich erstreckenden Welle befestigt werden (Textfig. 23 *a* u. 23 *b*). Die Enden dieser Welle erhalten 0,25 m hohe, mit Spurkränzen versehene Laufräder, welche auf den am Mauerwerke befestigten Leitschienen laufen. Bei der Konstruktion der Leitkurve wird man also nicht die Kurve E_0E_1, sondern die ihr parallele, um den Halbmesser der Laufräder abstehende auszuführen haben.

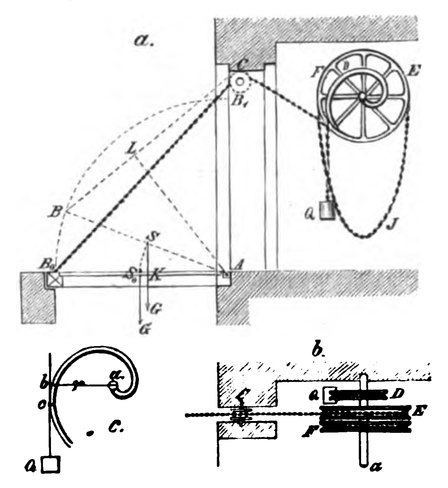
Ferner sind die Rollen C und M (Textfig. 22) keine mathematischen Punkte: die Kettenstücke BC und ME berühren daher die Rollen nicht immer in demselben Punkte. Die richtigen Berührungspunkte i_0, i, i_1 oder k_0, k, k_1 werden jedoch leicht durch Zeichnung zu bestimmen sein (Textfig. 23 *c*).

Um schliefslich auch das Kettengewicht zu berücksichtigen, wird man nachträglich, indem man die vorläufig gefundene Leitkurve zu Grunde legt, die Gewichte der Kettenstücke CB und ME im Kraft- und Seilpolygon (Textfig. 22) mit aufnehmen und so eine genauere Leitkurve konstruieren.

Die Bewegung der Sinusoidenbrücken wird mit Hilfe zweier Zugketten v ohne Ende (Textfig. 23) hervorgebracht, welche um besondere, an der Gegengewichtsachse angebrachte Scheiben u greifen. Sobald freilich die Ketten v den Boden erreichen, verliert man einen Teil der Gegengewichtskraft und ferner müssen die Arbeiter in unvorteilhafter Weise ihre Kraft, durch unmittelbares Drücken an der Gegengewichtsachse, äufsern. Dieser Umstand, sowie die Gefahr, welche beim Reifsen einer der Ketten durch das Niedergehen der schweren Gewichte entsteht, sind die hauptsächlichsten Gründe, welche der Anwendung der Sinusoidenbrücken entgegenstehen.

§ 17. Zugbrücken mit Spiralrädern von Derché (1810 zuerst ausgeführt). Bei diesen wirkt das Gegengewicht nicht mit einer Komponente, sondern in seinem vollen Betrage, jedoch an verschieden grofsen Hebelarmen, sodafs in jedem Augenblicke das statische Moment des Gegengewichtes gleich dem statischen Momente des erforderlichen Kettenzuges ist. Zu diesem Zwecke hängt auf jeder Seite der Brücke das Gegengewicht Q (Textfig. 24 *a* u. 24 *b*, S. 28) mittels einer Kette an einem mit spiralförmigem Umfange versehenen Rade D. Letzteres ist an der Welle a befestigt, welche gleichzeitig die Räder E trägt, die zum Aufwinden der über die Rolle C nach der Klappe gehenden Zugkette BC dient. Die Räder F tragen die Kette J, an welcher die Arbeiter ziehen.

Fig. 24. *Zugbrücke nach Derché.*



Setzt man voraus, dafs der Klappenschwerpunkt S mit dem Drehpunkt A und dem Aufhängungspunkt B sich in einer Geraden befindet, so hat man für den Kettenzug Z in BC die Beziehung (für A als Momentenachse) $G.AK = Z.AL$. Bezeichnet man andererseits (Textfig. 24 *c*) den Abstand ab der die Spirale D in c berührenden Gegengewichtsrichtung Qc von der Achse a mit r und den Halbmesser des Kettenrades E mit R, so gilt für das Gleichgewicht des Spiralrades $Z.R = Q.r$. Aus beiden Gleichungen folgt

$$r = \frac{Z}{Q}.R = \frac{G}{Q}.\frac{AK}{LA}.R \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 1.$$

Hiernach kann man leicht die Spirale mit Hilfe ihrer einhüllenden Tangenten konstruieren. In dem speziellen Falle, wenn C in derselben Vertikalen wie A liegt, vereinfachen sich die Verhältnisse. Stellt dann nämlich die Strecke AC die in B angreifende Gewichtskomponente $P = G.\frac{AS}{AB}$ dar, so ist nach dem Parallelogramm der Kräfte die Strecke BC für jede Klappenstellung gleich dem Kettenzuge $Z = \frac{Q}{R}r$. Es nimmt also r proportional der abgewickelten Kettenlänge zu. Da nun aber diese abgewickelten Kettenlängen dem Drehungswinkel der Spiralradachse a entsprechen, so folgt, dafs die r proportional den Anomalien sind, d. h. die Spirale ist in diesem Falle eine archimedische.

In obigem ist auf das Gewicht der Kette keine Rücksicht genommen. Will man letzteres auch in Rechnung ziehen, so wird man zunächst die Spirale ohne Rücksicht auf das Kettengewicht konstruieren und hierauf für die fernere Behandlung die vorläufig gefundenen Kettenlängen und Gewichte zu Grunde legen.

Die Spiralräder D sowohl wie die Kettenräder E werden aus Eisen hergestellt (früher aus Holz). Da erstere keine symmetrische Figur haben, so mufs man des Gleichgewichts halber an den Rädern E entsprechende Gegengewichte anbringen.

Die Brücken nach dem System Derché können bis zu Klappengewichten von etwa 2000 kg angewandt werden. Bei grofsen Klappenlängen wird die aufzuwindende Kettenlänge zu bedeutend.

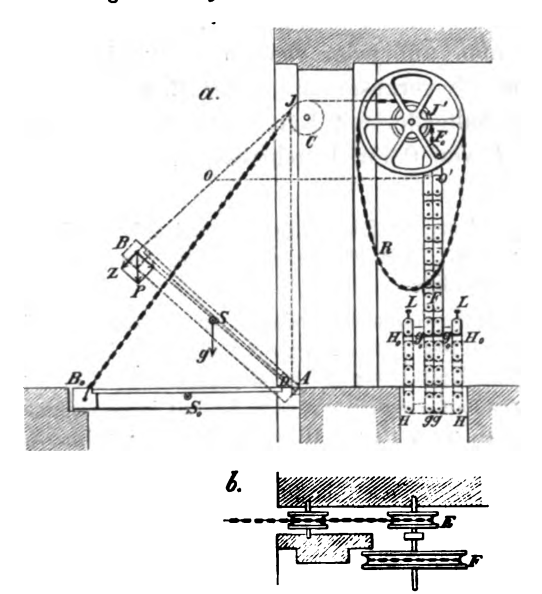
b. Zugbrücken mit veränderlichem Gegengewichte.

§ 18. Zugbrücken mit veränderlichem Gegengewichte von Bergère, von Poncelet und von Lacoste.

Bergère hat zuerst vorgeschlagen, die erforderliche Veränderlichkeit des Kettenzuges durch eine veränderliche Gröfse des Gegengewichtes zu erzielen. Zu diesem Zwecke sollte letzteres beim Heben der Brückenklappe nach und nach in ein Behältnis mit Flüssigkeit tauchen, wodurch gleichzeitig der Flüssigkeitsspiegel in dem Behältnisse sich heben würde. Durch passende Wahl der Gegengewichtsform und der Gröfse des Flüssigkeitsbehältnisses könnte man mittels des hydrostatischen Auftriebes die jeder Klappenstellung entsprechende Verminderung des Gegengewichtes erzielen. Bergère's Vorschlag ist jedoch, soviel bekannt, nicht zur Ausführung gelangt.

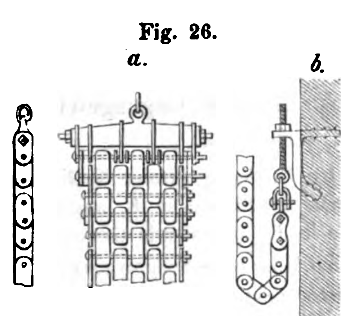
Bei den von Poncelet angegebenen Zugbrücken wird das Gegengewicht durch besondere, schwere Ketten $F_0 G_0 H_0 L$ (Textfig. 25 *a* u. 25 *b*, S. 29) gebildet, die mit dem einen Ende F_0 an die Zugkette $B_0 J F_0$ und mit dem anderen bei L an ins Mauerwerk eingelassenen, eisernen Konsolen befestigt sind (vergl. Textfig. 26 *b*). Die Länge der Gegengewichtsketten ist etwas gröfser als die Entfernung $F_0 L$, sodafs die Ketten stets je zwei lotrechte Zweige bilden, die man so nahe als möglich nebeneinander anordnet.

Fig. 25. *Zugbrücke nach Poncelet.*



Wenn die Klappe aus der Lage AB_0 in die Lage AB gelangt ist, so werden die Kettenpunkte F_0 und G_0 bezw. nach F und G gekommen sein. Das Stück F_0F ist gleich der aufgewickelten Zugkettenlänge. Da nun die Länge G_0GHH_0 stets gleich F_0F sein mufs, so folgt, dafs bei dieser neuen Lage der Klappe an der Zugkette ein kleinerer Teil der Gegengewichtskette, nämlich $FG = F_0G_0 - HH_0$ wirkt. Um daher die Klappe in jeder Stellung im Gleichgewichte zu erhalten, ist es nur erforderlich, jedem Teile der Gegengewichtsketten solche Abmessungen zu geben, dafs die eben erläuterte Gewichtsverminderung in jedem Augenblicke gleich der Verminderung ist, welche die Spannung der Zugkette erfährt. Zu diesem Zwecke hat Poncelet für die Gegengewichtsketten die in Textfig. 26*a* u. 26*b* gezeichnete, möglichst wenig Raum einnehmende Konstruktion angegeben. Gufseiserne Platten von 10 cm Breite, 21 cm Länge und 5 bis 8 cm Dicke sind nach Bedarf in verschiedener Anzahl auf etwa 25 mm dicken Bolzen angereiht. Zwischen je zwei Platten derselben Vertikalreihe bleibt ein Zwischenraum von 1 cm (Textfig. 26*a*). Zum Auseinanderhalten der Platten, welche auf demselben Bolzen sitzen, dienen auf letztere gezogene Kupferringe.

Fig. 26.



Um zu zeigen, in welcher Weise die Abmessungen der einzelnen Strecken der Gegengewichtsketten zu berechnen sind, mag wieder vorausgesetzt werden, dafs der Klappenschwerpunkt S mit A und B in einer Geraden liegt. Bezeichnet man die in B angreifende Gewichtskomponente $G \cdot \frac{AS}{AB}$ mit P und das Gewicht der Zugketten für die Längeneinheit mit k, so mag die Kraft $\left(P + k \cdot \frac{BJ}{2}\right)$ durch die Strecke JD (wobei D im Durchschnitte vom Lote JD mit AB liegt) bezeichnet werden. Dann stellt nach dem Kräfteparallelogramm die Strecke BJ den erforderlichen Kettenzug Z in BJ dar. Man hat also $Z = \left(P + k \cdot \frac{BJ}{2}\right) \cdot \frac{BJ}{JD}$. Zieht man nun durch die Mitte O des Kettenstückes BJ eine Horizontale bis O', so befindet sich das Zugkettenstück $OJJ'O'$ im Gleichgewichte und das oben gefundene Z mufs demnach durch das Gewicht des Zugkettenstückes $O'F$ und das Gewicht der nicht umgebogenen Länge FG der Gegengewichtsketten erzeugt werden. Bezeichnet man das Gewicht des Kettenstückes FG mit Q, so erhält man demnach die Bedingung: $Z = Q + k \cdot O'F$ und hieraus unter Einsetzung des oben gefundenen Wertes von Z:

$$Q = Z - k \cdot O'F = \left(P + k \cdot \frac{BJ}{2}\right) \frac{BJ}{DJ} - k \cdot O'F.$$

Die Längen BJ und DJ sind aus der Zeichnung abzustechen. Liegt O' unter F, so hat man $O'F$ negativ einzusetzen. Hiernach ist die Abmessungs-Bestimmung der Gegengewichtskette leicht durchzuführen. Die Verhältnisse gestalten sich besonders einfach, wenn der mittlere Berührungspunkt J der Rolle C in der Lotrechten durch A liegt, da in diesem Falle $DJ = AJ$, also konstant wird.

Um die Gewichte der einzelnen Teile der Gegengewichtskette genau herstellen zu können, bringt man wohl auch an den Bolzen aufser den eigentlichen dicken Kernplatten noch seitliche schwächere Platten von 1 bis 2 cm Stärke an. Angenähert kann

man aber auch die Gegengewichtsketten mit durchaus gleicher Dicke (dem arithmetischen Mittel zwischen der erforderlichen Anfangs- und Enddicke) konstruieren.

Bei schweren Brückenklappen wendet man auf jeder Seite der Brücke zwei Gegengewichtsketten an (dies ist in der Textfig. 25 vorausgesetzt). Zur Bewegung der Brücke dient das etwa 1,2 m im Durchmesser haltende, mit Kette ohne Ende R versehene Rad F, welches mit der Kettenscheibe E von 0,6 m Durchmesser auf derselben Welle sitzt.

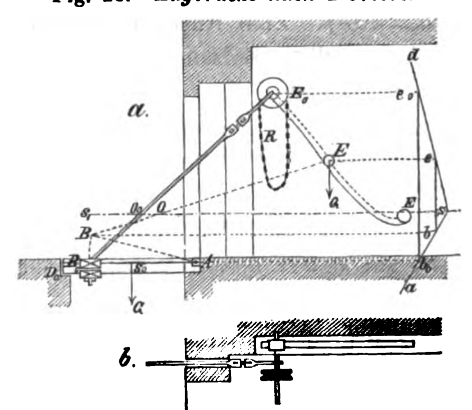
Die Poncelet'schen Brücken sind in gröfserer Anzahl zur Ausführung gelangt und haben sich bewährt (1821 Metz, dann Verdun, Strafsburg, Belfort u. s. w.) Die Brücke zu Verdun, deren Klappe 3000 kg wiegt, soll nur einen Mann zu ihrer Bewegung erfordern.

Fig. 27.

Lacoste hat vorgeschlagen, anstatt der Gegengewichtsketten an das hintere Ende der Zugketten eine Anzahl verschieden grofser gufseiserner Scheiben u zu befestigen (Textfig. 27). Bei dem Heben der Brückenklappe bewegen sich die Scheiben abwärts und setzen sich hierbei eine nach der anderen auf eisernen Kränzen cc mit immer kleiner werdenden Öffnungen ab. Die Kränze cc werden in geringen Abständen voneinander durch eiserne Ständer getragen. Die Berechnung der Gegengewichte ist der der Poncelet'schen Gegengewichtsketten ganz ähnlich. Bietet diese Konstruktion den Vorteil gröfserer Einfachheit, so hat sie doch andererseits im Vergleich mit der Poncelet'schen den Nachteil, dafs das Gegengewicht um die ganze Länge der aufzuwickelnden Kette $B_0 J$ (vergl. Textfig. 25 a) sinkt und dafs hierfür der nötige Platz (wenn nötig durch Schächte) beschafft werden mufs.

§ 19. Zugbrücken von Delille und von Bergère. Bei der von Delille angegebenen Konstruktion ist das auf einer Leitkurve $E_0 E_1$ geführte Gegengewicht Q (Textfig. 28) durch feste Zugstangen $B_0 E_0$ mit der Klappe verbunden.

Fig. 28. *Zugbrücke nach Delille.*



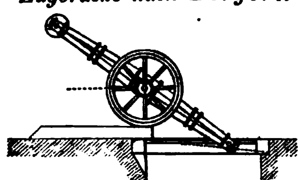
Die Bestimmung der Leitkurve erfolgt ähnlich wie im § 16, indem man zunächst für das in E_0 angreifende Gegengewicht Q und die in B_0 angreifende Gewichtskomponente $P = G \cdot \frac{AS_0}{AB_0}$ mit Hilfe eines Seilpolygons $a b_0 e_0 d$ die durch den Gesamtschwerpunkt O hindurchgehende Wagrechte $s s_1$ aufsucht. Da der Gesamtschwerpunkt bei der Bewegung der Brücke in dieser Wagrechten bleiben soll, so ergiebt sich, z. B. für eine Klappenstellung AB, leicht mittels des Seilpolygons $a b c d$ die Horizontale $e E$, in welcher der entsprechende Punkt E der Leitkurve liegt.

Das Verhältnis der in B_0 angreifenden Gewichtskomponente $P = G \cdot \frac{AS_0}{AB_0}$ zur Gröfse des Gegengewichtes Q ist bei Festungsthoren zu etwa 0,8 angenommen worden. Als Angriffspunkt der Zugstangen wählt man einen mehr nach der Drehachse liegenden Punkt B_0 und nicht das Klappenende D_0, um die Leitkurven $E_0 E_1$ kürzer zu bekommen.

Die Delille'schen Zugbrücken, welche in Dünkirchen, Lille, Brest, Strafsburg, Bitsch u. a. a. O. Anwendung gefunden haben, stehen den beschriebenen Poncelet'schen in folgenden Punkten nach: 1. Gefahr für die Bedienungsmannschaft beim Brechen der Zugstangen; 2. Gröfsere erforderliche Konstruktionslänge; 3. Bei Festungen, Nachteil der erforderlichen Mauerscharten für die Zugstangen.

Der Gedanke liegt nahe, die Leitkurven der Delille'schen Brücken (ähnlich wie Nöggerath für die von Belidor vorgeschlagen hat) annäherungsweise durch möglichst gut anschliefsende Kreise zu ersetzen und die Gegengewichte einfach als Kreispendel auszuführen. Diese Aufgabe ist in interessanter Weise von Burmester (Civilingenieur 1877, S. 325) gelöst worden.

Fig. 29.
Zugbrücke nach Bergère.



Bei der von Bergère vorgeschlagenen Konstruktion wird nicht das an den Enden der Zugstangen befindliche Gegengewicht, sondern der Gesamtschwerpunkt selbst und zwar auf einer horizontalen Leitschiene geführt. Textfig. 29 zeigt eine nach diesem Prinzip in den Aufsenwerken von Mons 1825 ausgeführte kleinere Brücke. Die Leitbahn aus Stein befindet sich nur in geringer Höhe über dem Boden.

D. Klappbrücken.

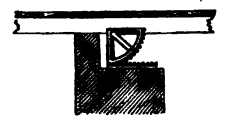
§ 20. Konstruktionsprinzip. Klappbrücken mit fester und mit beweglicher Drehachse. Die Klappbrücken drehen sich, wie die Zugbrücken, um eine wagrechte Achse. Während jedoch letztere bei den Zugbrücken an den Enden der Träger liegt, befindet sich die Drehachse bei den Klappbrücken in der Nähe des Schwerpunktes des beweglichen Brückenteiles. Das Verhältnis der Trägerteile vor und hinter der Klappe findet man wie 1:6 bis 1:1. Die kürzere Hinterklappe erhält ein Gegengewicht, wobei man gewöhnlich den Brückenschwerpunkt etwas vor der Drehachse anordnet, damit die Klappe von selber das Bestreben habe, sich zu schliefsen.

Während ferner die Zugbrücken mittels Seilen oder Ketten, welche an der Vorderklappe angreifen, aufgezogen werden, bewirkt man das Öffnen der Klappbrücken durch Herunterziehen der Hinterklappe, wobei man ebenfalls Seile, Ketten oder ebenso häufig Zahnräder, Kurbeln und ähnliches benutzt. Je nachdem die Durchfahrtsöffnung mittels einer oder zweier Klappen überbrückt wird, unterscheidet man einfache (T. II, F. 9ᵃ; Textfig. 33) oder doppelte Klappbrücken (T. II, F. 2ᵃ, 3ᵃ, 4ᵃ).

Man kann die Klappbrücken in solche mit fester und mit beweglicher Drehachse einteilen. Erstere sind die weitaus häufiger vorkommenden und daher in Folgendem ausführlicher beschrieben. Von den Klappbrücken mit beweglicher Drehachse giebt es zweierlei Konstruktionsarten:

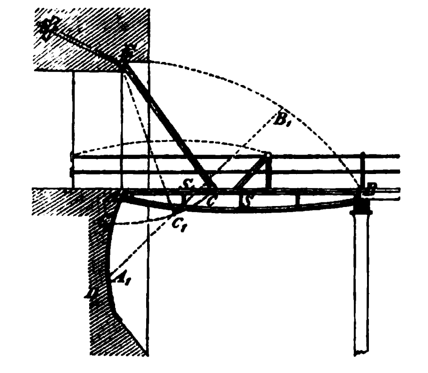
1. solche, bei denen die sich parallel bleibende Achse längs einer Geraden und
2. solche, bei denen sich jene Achse längs einer Kurve verschiebt.

Fig. 30.



Bei der ersten Art ist die Drehachse durch gezahnte Sektoren (Textfig. 30) auf jeder Seite der Klappe ersetzt, deren Mittelpunkt in die Schwerachse des Gesamtsystems fällt und deren Umfang bei der Bewegung der Brücke sich auf den an den Seitenmauern angebrachten Zahnstangen abrollt, sodafs der Schwerpunkt des Systems sich in einer Wagrechten bewegt (Klappbrücke zu Havre, vor 1824 von Lomblardie gebaut, 13,2 m weit, 5 m breit). Bei dieser Konstruktion beschreibt der Endpunkt der Hinterklappe eine verlängerte Cycloide und der erforderliche Keller wird kürzer als bei fester Drehachse. Andererseits ermöglicht aber letztere Anordnung eine sicherere Bewegung der Klappe.

Fig. 31. *Klappbrücke nach Ardagh.*



Als Beispiel für die zweite Konstruktionsart ist die von Ardagh vorgeschlagene anzuführen (Textfig. 31).

Die Klappe AB, deren Schwerpunkt sich in S befindet, ist mittels der Stangen CE in den Punkten E aufgehangen. Das hintere Ende A der Klappe trägt mit Spurkränzen versehene

Führungsrollen, welche bei der Bewegung der Brücke sich längs der Führungsschienen AD bewegen. Die Gestalt der letzteren ist so gewählt, daſs bei der Bewegung der Klappe der Schwerpunkt S derselben sich stets in der Wagrechten AB verschiebt und demnach keine mechanische Arbeit auſser der, welche zur Überwindung der Reibungen dient, erforderlich ist. Die Konstruktion der Leitkurve AD ist leicht auszuführen, wenn man bedenkt, daſs der Aufhängepunkt C einen Kreisbogen $C C_1 C_2$ um E beschreibt und für jede Stellung z. B. $A_1 B_1$ der Klappe $C_1 S_1 = CS$ und $C_1 A_1 = CA$ sein muſs. Wählt man $CS : CA : (AE = SB) : EC$ wie $1:3:4:5$ und liegt der Schwerpunkt S in der Mitte von AB, so kommt bei aufgeklappter Brücke der Endpunkt B nach E.

§ 21. Freier Raum unter der Hinterklappe. Anordnung und Unterstützung der Hauptträger. Da beim Öffnen der Brücke die Hinterklappe sich senkt, so muſs für diese der nötige freie Raum vorgesehen werden. Bei gemauerten Landwiderlagern werden zu diesem Zwecke besondere Keller angelegt (T. II, F. 9[a]), welche, falls das Hochwasser höher als deren Sohle steigen kann, wasserdicht ausgeführt werden müssen (Textfiguren 33 und 41). Hierzu kann auch eine innere Eisenverkleidung dienen.

Schlieſst dagegen die Klappbrücke nicht an das Ufer an, sondern bildet dieselbe den mittleren Teil einer längeren Brücke, so richtet sich die Beschaffung des freien Raumes für die sich senkende Hinterklappe nach den örtlichen Verhältnissen, nach der Konstruktion der Brückenpfeiler und nach der Ausführungsweise der anschlieſsenden festen Brücke.

Liegt die Brücke genügend hoch über Hochwasser, so kann man die Hinterklappe ein Stück in die benachbarte Öffnung der festen Brücke hineinragen lassen (Textfig. 36[a]). Bei gröſserem Aufschlagwinkel wird es oft erforderlich, jeden Pfeiler in zwei getrennt stehende Teile zu teilen, zwischen denen die sich nach unten bewegende Hinterklappe mit dem Gegengewichte Platz hat (vergl. T. II, F. 4[a] u. 4[b], sowie die Textfiguren 32, 35 und 47). Nicht immer ist es jedoch möglich, zu umgehen, daſs die Hinterklappe bei geöffneter Brücke ins Wasser taucht (T. II, F. 8[a], 10[c] und Textfig. 32). Bei der Knippelsbro am Christianshafen zu Kopenhagen (T. II, F. 3[a] bis 3[d]), deren Drehachse a auf einem aus zwei gemauerten Cylindern bestehenden Pfeiler bb liegt, senkt sich die Hinterklappe beim Öffnen der Brücke in einen ins Hochwasser tauchenden, wasserdichten guſseisernen Kasten e herab.

Eine Konstruktion mit verhältnismäſsig hoch liegender Drehachse und infolge dessen mit weniger tief nach unten schlagendem Brücken-Hinterteil zeigt die von Price ausgeführte, einflügelige, 9,15 m im Lichten weitgespannte, 5 m breite Eisenbahn-Klappbrücke über die Drumsna bei Shannon (T. II, F. 7). Die beiden beweglichen Hauptblechträger (von 11,28 + 6,71 m Länge), welche auf unten befindlichen Querträgern die Fahrbahn tragen, liegen so hoch, daſs die Fahrbahn der anschlieſsenden festen, schmäleren Brücke bis an die Drehachse herangeführt werden konnte. Letztere geht nahezu durch den Schwerpunkt der Klappe und besteht aus zwei kurzen, an den Hauptblechträgern befestigten und in je zwei Lagern gestützten Stücken. Zur Bewegung der Brücke dienen an der Drehachse befestigte Viertelkreise mit Zahnradvorgelege. Das 15,5 t schwere, aus zwei getrennten, an den Hinterenden der Blechträger befestigten Teilen bestehende Gegengewicht kommt übrigens auch beim Öffnen dieser Brücke ins Wasser. Bei dieser Konstruktion ist eine Querverbindung der Hauptträger hinter der Drehachse nicht gut möglich.

Eine interessante Lösung zeigt die vom Reg.-Baumeister Naumann unter der Oberleitung des Baurates Frühling ausgeführte Honig-Brücke zu Königsberg (T. II, F. 1[a] u. 1[b]). Hier ist die Länge der Hinterklappe auf das geringste Maſs zurückgeführt.

Die Hauptträger sind in den meisten Fällen sämtlich mit Vor- und Hinterflügel konstruiert, an dem Stirn- und dem Schwanzende durch Querträger verbunden und an dem Hinterende mit Gegengewichten versehen. Bei manchen Brücken sind jedoch die Fuſswegträger ohne Hinterteil gelassen, um an Kellerbreite für die Hinterklappe zu sparen. Ähnlich ist es auch bei der 18 m weit gespannten, 9,4 m breiten Knippelsbro (T. II, F. 3[b]), wo nur die vier mittleren Längsträger über die Achse hinaus in den zwischen den Pfeilerhälften befindlichen guſseisernen Kasten verlängert sind. Die beiden äuſsersten, am stärksten ausgeführten Hauptträger (vergl. T. II, F. 3[d]), welche, durch

Vermittelung der Stirnquerträger, auch einen Teil der auf die übrigen Längsträger kommenden Last übernehmen, sind kurz hinter der Drehachse abgeschnitten.

Abweichend von den erwähnten Klappbrücken, welche eine gröfsere Anzahl 0,8 bis 1,4 m voneinander abstehende Hauptträger besitzen, findet man auch Klappbrücken mit nur zwei Hauptträgern und einer Reihe von Querträgern zwischen denselben. Beispiele hierfür sind die 3,5 m breite Brücke über die verlängerte Zoutkeetsgracht zu Amsterdam (Textfig. 32), ferner die mit 4,8 m breiter Fahrbahn und zwei je 1,25 m breiten Fufswegen versehene Klappbrücke in den neuen Hafenanlagen zu Amsterdam (Textfig. 33), deren zwei Hauptträger 7,3 m voneinander entfernt liegen. Von Eisenbahn-Klappbrücken gehören hierher die auf Tafel II in den Figuren 7 und 9 dargestellten.

Fig. 32. *Klappbrücke in der verlängerten Zoutkeetsgracht, Amsterdam.*
M. 1:200.

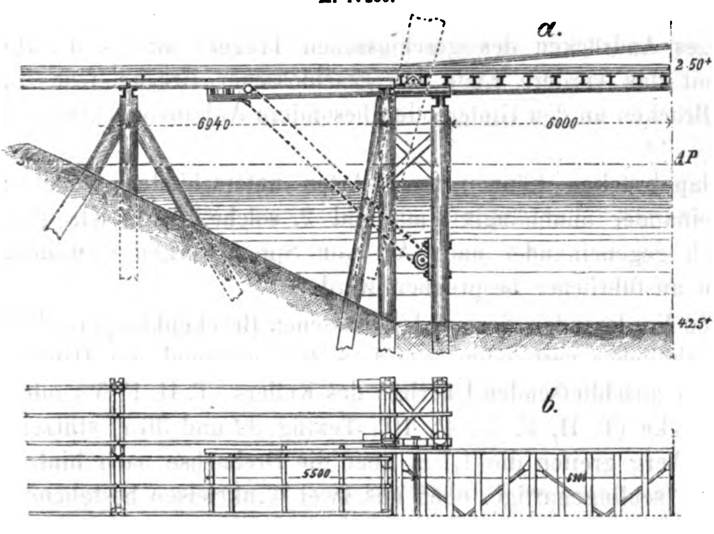
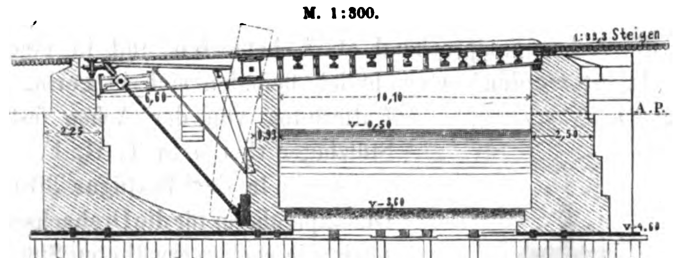


Fig. 33. (Vergl. Textfig. 44.)
Klappbrücke in den neuen Hafenanlagen zu Amsterdam.
M. 1:300.



Eine besondere Anordnung hat die Eisenbahn- und Strafsenbrücke über den Frederiksholms-Kanal zu Kopenhagen erhalten (T. II, F. 4ª bis 4ᶠ). Die beiden, 7,2 m voneinander abstehenden Haupt-Blechträger sind verschieden stark ausgeführt (Gurtquerschnitte: eisenbahnseitig 185 qcm, fufswegseitig 72 qcm). Zwischen den Hauptträgern befinden sich fünf Querträger. Da jedoch die Gesamtbreite der Brücke 9,9 m beträgt, so kommt sowohl das Eisenbahngleis als auch der Fufsweg zum Teil auf Konsolen zu liegen. Man suchte auf diese Weise bei beschränkter Konstruktionshöhe eine möglichst grofse Höhe für die Querträger beibehalten zu können.

Sinnreich ist die Anordnung der von Mees entworfenen, bis jetzt bedeutendsten, für Strafsen- und Eisenbahnverkehr (16 t schwere Lokomotiven) dienenden Klappbrücke über den Binnenhafen zu Fijenoord (Rotterdam), 23 m im Lichten weit, 10,5 m breit (T. II, F. 2ª bis 2ᵍ). Es sind hier vier Bogenträger mit Kämpfergelenken und Unterbrechung im Scheitel zum Tragen der auf die Brücke kommenden Last, und aufserdem vier als Blechbalken konstruierte und an der Drehachse *a* befestigte Wippträger *B* angewandt, an denen die Gewichte *g* sich befinden und die zum Tragen der Brücke im geöffneten Zustande dienen. Durch Vermittelung der zwischen sämtlichen Trägern durchgehenden Querverbindungen werden beim Öffnen der Brücke die Bogenfachwerke *A* aus ihren Kämpfergelenken ausgehoben und mit in die Höhe gekippt. Da jedoch diese Träger *A* nicht mit den Kämpfer-Loten abschliefsen, sondern 1 m über die Drehachse hinaus verlängert sind, so konnten dieselben mit letzterer verbunden werden, sodafs beim Aufklappen der Brücke die Last der Bogenfachwerke nicht nur an den Querverbindungen hängt, sondern auch von der Drehachse getragen wird. Um der elastischen Formänderung der Bogenfachwerke bei Belastung der Brücke Rechnung zu tragen, mufste die Verbindung zwischen der Drehachse und den Trägern *A* den letzteren etwas Luft gewähren. Durch die bei der Fijenoord-Brücke gewählte Anordnung

erreicht man die Möglichkeit, für die eigentlichen Lastträger *A* die ganze zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe auszunutzen, ohne zu tiefe Keller für die Hinterklappe anlegen zu müssen. Andererseits erfordert freilich der Bogenschub ein entsprechend starkes Widerlager.

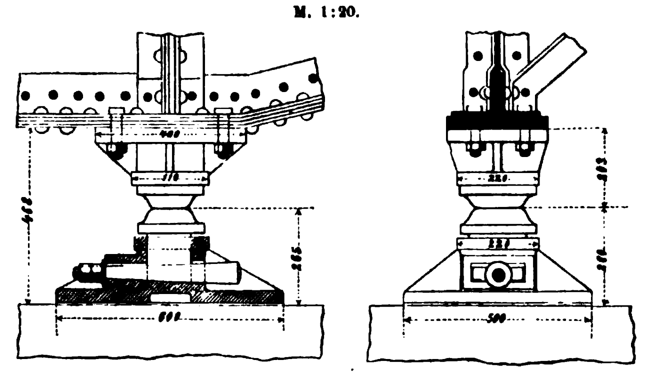
Was die Unterstützung der Hauptträger bei geschlossener Brücke anlangt, so ruht bei einfachen Klappbrücken das vordere Ende der Hauptträger auf festen Lagerplatten (T. II, F. 9ᵃ). Als zweiter Unterstützungspunkt dient nur ausnahmsweise die Drehachse. Gewöhnlich befinden sich unweit der letzteren, nach der Seite der Vorderklappe zu, besondere Lagerplatten *n* (T. II, F. 9ᵃ), deren Höhe so bemessen sein mufs, dafs auf ein vollständiges Andrücken des geschlossenen Trägers an die Platte gerechnet werden kann. Damit das vordere Ende bei geschlossener Brücke fest im Lager liege, sind bei einigen Brücken an den Hinterenden besondere Anhubvorrichtungen angebracht (T. II, F. 9ᵃ und 9ᵈ).

Von den doppelten Klappbrücken können zwei Arten unterschieden werden: 1. solche, deren Klappen voneinander unabhängig sind, und 2. solche, deren Klappen in geschlossenem Zustande sich gegeneinander nach Art von Sprengwerken stemmen. Es sollen zunächst die ersteren ausführlicher besprochen werden.

Die einander zugekehrten Vorderenden der niedergelassenen Brückenklappen sind gewöhnlich durch Riegel oder ähnliches verbunden (vergl. § 26), während die Hinterenden sich von unten gegen den anschliefsenden Überbau des Kellers (T. II, F. 5ᵃ) oder gegen die benachbarte feste Brücke (T. II, F. 3ᶜ, 4ᵃ, 10ᶜ, Textfig. 32 und 36*a*) stützen. Bei der Honig-Brücke in Königsberg greifen die 1,1 m über die Drehachse nach hinten verlängerten 7 Hauptträger unter schlingenartige, oben aus zwei Winkeleisen bestehende Anker *o* (T. II, F. 1ᵃ u. 1ᵇ), welche 2,5 bis 3 m tief in den Pfeilern verankert sind.

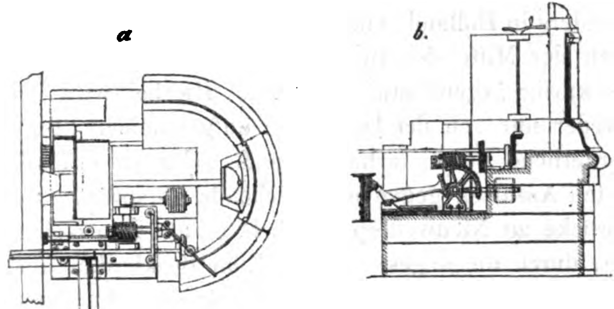
Auch bei diesen doppelten Klappbrücken dienen die Drehachsen nur selten zur Stützung der niedergelassenen Träger. (Dies ist z. B. bei der Stokkenbrug, T. II, F. 5ᵃ u. 5ᵇ, der Fall. Es mufs dann die Achse entsprechend stark bemessen und in einer gröfseren Anzahl von Punkten gelagert werden.) Gewöhnlich befinden sich in geringer Entfernung von der Achse feste Stützlager (bei *n* in T. II, F. 3ᶜ, 8ᵃ, sowie in der Textfigur 36*a*). Die Zapfenlager für die Drehachsen sowie die soeben erwähnten Stützlager sind zweckmäfsiger Weise in der Höhenlage etwas verstellbar einzurichten (T. II, F. 10ᶜ und Textfig. 34), um mit Rücksicht auf die Durchbiegung der Achse genau eingestellt werden zu können. Aus demselben Grunde mufs auf die sorgfältige Entfernung des auf den Stützlagern sich etwa ansammelnden Schmutzes gesehen werden.

Fig. 34. *Stützlager der Hohen Brücke, Königsberg.* M. 1:20.



Die Textfiguren 35*a* und 35*b* (S. 35) zeigen die Entlastungsvorrichtung der Drehachsen bei der in T. II, F. 4ᵃ bis 4ᶠ dargestellten Frederiksholmskanal-Brücke zu Kopenhagen, deren Hauptträger in *A* und *B* (T. II, F. 4ᵇ), mit Hilfe des dort befindlichen Querträgers (vergl. T. II, F. 4ᵃ bei *CD*) sich gegen die auf dem Pfeiler angebrachten Lagerplatten stützen. Von der lotrechten Kurbelwelle aus wird in der aus den Figuren ersichtlichen Weise die Bewegung auf einen zweiarmigen Hebel übertragen, dessen kurzer Arm mit einer entsprechenden Abrundung sich gegen ein an dem Hauptträger befestigtes Stahlstück andrückt und so die Brücke anhebt. Zur Arbeitsersparnis beim Anheben dient ein bei entlasteter Drehachse

Fig. 35.
Entlastungsvorrichtung der Drehachse an der Frederiksholmskanal-Brücke, Kopenhagen. M. 1:96.



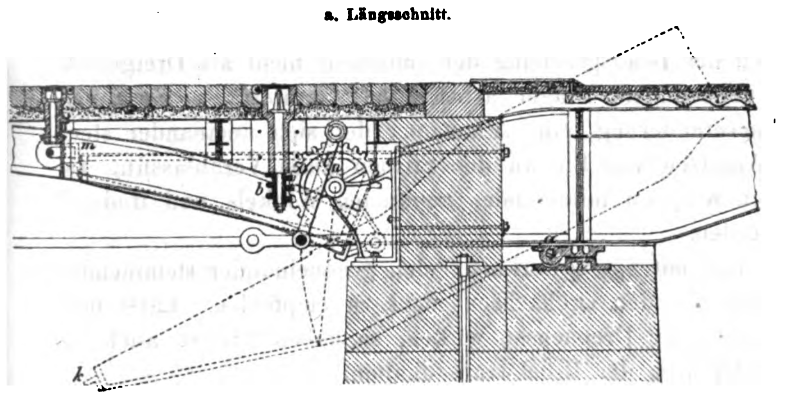
ungefähr wagrecht stehender Hebel mit Gegengewicht. An jedem Pfeiler befinden sich, links und rechts der Brücke, zwei solche Anhubvorrichtungen und es sind dieselben durch gemeinschaftliche durchgehende Querwellen verbunden. Die beschriebene Konstruktion hat auch den Zweck, eine Drehung der Klappe um ihre Achse zu verhindern, wenn eine sehr schwere Last auf den hinteren Fahrbahnrand der Klappe zu stehen kommt.

Um die Brückenflügel fest gegen die vor den Drehachsen angeordneten Stützlager anzudrücken, findet man auch bei doppelklappigen Brücken Vorrichtungen zum Anheben der hinteren Klappenenden.

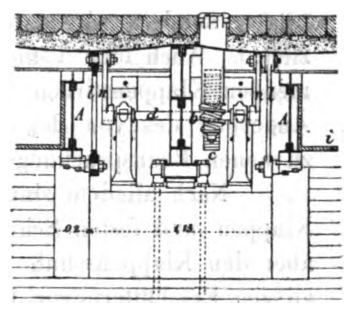
Zu diesem Zwecke sind z. B. bei der Augusta-Brücke in Berlin (Textfig. 36) an den zwischen je zwei Hauptträgern *A* befindlichen Gegengewichtskasten *i* zwei starke Nasen *k* (Fig. 36 *a*) vorhanden, unter welche sich die mittels der Lager *m* an dem Querträger geführten Keile *l* (Fig. 36 *c*) schieben,

Fig. 36. *Augusta-Brücke, Berlin.* M. 1:48.

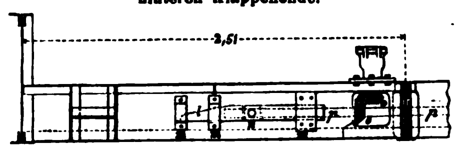
a. Längsschnitt.



b. Querschnitt.



c. Anhub- und Verriegelungsvorrichtung am hinteren Klappenende.



während die obere Fläche der Nasen gegen eine an dem festen Querträger angenietete Auflage gedrückt wird. Die Bewegung des Keiles geschieht durch das konische Räderpaar *o* und *r* (Fig. 36 *c*), von denen das erstere auf der Schraubenspindel *p* aufgekeilt ist. Bei der Drehung bewegt sich die Mutter *n* und mit ihr der Keil *l* vor- und rückwärts.

T. II, F. 8ᵇ u. 8ᶜ zeigen den an der Langebro zum Anheben des Hinterendes *d* der Klappe benutzten Mechanismus. Das Hauptträgerende *d* ist mit in Lagern drehbaren kleinen Rollen *r* versehen. An den schmiedeisernen, um *p* drehbaren Armen *s* sind Vorsprünge angebracht, die unter die Rollen *r* greifen und diese anheben können. Um die Arme *s* zu diesem Zwecke gegen die Rollen *r* anzudrücken, dienen auf der Achse *f* sitzende Excenterscheiben *e*. Die Umdrehung der Achse *f* erfolgt mit Hilfe der durch den Stockschlüssel *l* zu bewegenden Schraube ohne Ende *g*, welche in ein auf der Welle *f* sitzendes Zahnrad *i* eingreift. Gleichzeitig mit *f* dreht sich durch Vermittelung der Scheiben *k* und *n* und einer Kette ohne Ende das Gewicht *m* um die Achse *n*, und zwar derart, dafs beim Niederlassen des hinteren Klappenendes das Gewicht *m* sich in die Höhe hebt, dagegen beim Schliefsen der Brücke und Anheben von *d* das Gewicht von *m* nach m_1 gelangt und durch die so geleistete mechanische Arbeit das Anheben des Klappenendes erleichtert. (Vergl. Drehbrücken I, § 33, Schwedler's Vorrichtung).

Bei älteren hölzernen doppelten Brücken findet man häufig die Klappen durch bewegliche Streben gestützt. Durch Anwendung hängender, mit den Klappen zurückschlagender Vorderstreben würde sich

jedenfalls auch bei eisernen Brücken viel am Gewichte der Klappenträger sparen lassen. Anstatt der Vorderstreben sind auch Ankerketten angewandt worden, die an der Hinterklappe befestigt und mit dem anderen Ende in der Kellersohle verankert wurden.

Wie bereits erwähnt, sind, besonders in Holland, eine gröfsere Anzahl von Klappbrücken ausgeführt worden, deren nach der Mitte der Brücke ansteigende Klappen in geschlossenem Zustande sich sprengwerkartig gegeneinander stützen. Hierbei wird der Horizontalschub des Sprengwerks entweder nur von der Drehachse aufgenommen (Textfig. 32), welche dann die hierzu erforderliche Stärke erhalten mufs, oder es drücken die geneigten Hauptträger mit geeigneten Ansätzen gegen entsprechende Vorsprünge am Pfeiler. So liegt z. B. bei der Klappbrücke zu Nieuwediep (T. II, F. 6) auf dem Kellermauerwerk ein wagrechter, gufseiserner, durch die angeschraubten Kellerdeckbalken ausgesteifter Rahmen, gegen dessen der Wasserseite zugekehrten, 0,32 m breiten, im Querschnitte winkeleisenförmigen Rand *a* die Hauptträger sich mit entsprechenden Nasen stemmen.

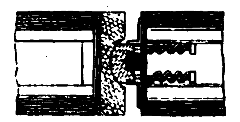
Es leuchtet ein, dafs infolge des ausgeübten wagrechten Schubes leicht Bewegungen der Landpfeiler oder Joche hervorgerufen werden können. Hat dies auch auf die Beanspruchung der Hauptträger solcher Klappbrücken, deren Schub von den Drehachsen allein aufgenommen wird, nur bei bedeutenden Lageveränderungen der Pfeiler einen nennenswerten Einflufs, so kann doch in dem Falle, wenn die Hauptträger aufser den Drehachsen noch vor denselben Stützpunkte besitzen, jede Lagenänderung der Stützpunkte wesentliche Änderungen der Beanspruchung der (nunmehr nicht als Dreigelenkträger, sondern als statisch unbestimmte Träger arbeitenden) Hauptträger nach sich ziehen. Auch eine Temperaturveränderung, eine Abnutzung der sich aneinander stemmenden Klappenstirnen, ein Ansetzen von Eis an den Stirnen kann Veranlassung zur Änderung des von den beiden Klappen miteinander gebildeten Winkels und dadurch zu neuen Beanspruchungen werden.

Nach alledem sind Brücken mit sprengwerkartig sich gegeneinander stemmenden Klappen und festen Schublagern vor den Drehachsen nicht zu empfehlen. Läfst man aber den Klappenschub nur gegen die Drehachsen wirken, so haben letztere auch die ganzen Erschütterungen beim Befahren der Brücke auszuhalten.

§ 22. Material. Konstruktionsformen. Eigengewicht der Hauptträger. Ältere Klappbrücken sind meist nur aus Holz ausgeführt worden, mit einfachen, durch Sattelhölzer oder durch Armierungen verstärkten Balken. Einfache Klappbrücken derart bis 7 m, doppelte mit 14 m Lichtweite. Später benutzte man besonders in England gufseiserne Träger. Gegenwärtig macht man die Hauptträger bei kleinen Spannweiten aus Holz, bei gröfseren dagegen aus gewalzten I-Trägern oder aus genieteten Blechbalken mit gleichbleibender (T. II, F. 9ᵃ) oder, um an Durchfahrtshöhe zu gewinnen, mit sich verjüngender Höhe (T. II, F. 1ᵃ, 5ᵃ, 8ᵃ und Textfig. 33). Oft sind auch die Vorderflügel mit bogenförmigem Untergurte konstruiert (T. II, F. 3ᵃ, 10ᶜ, 10ᵈ u. Textfig. 36*a*).

Bei der Fijenoord-Brücke (T. II, F. 2ᵃ bis 2ᶠ) sind die äufseren, die Verkehrslast stützenden Träger als Bogenfachwerke mit drei Gelenken ausgebildet. Die Textfig. 37 stellt das Scheitelgelenk dar. Der Halbzapfen wird durch Spiralfedern so weit zurückgezogen, dafs die sich gegenüber stehenden Klappenstirnen frei aneinander vorbei gleiten können. Soll jedoch das Gelenk in Wirksamkeit treten, so wird der Halbzapfen vor jedem Träger durch einen Messingkeil verschoben, wobei ersterer sich gegen die Pfanne an der Stirn der anderen Brückenklappe an-

Fig. 37.
Scheitelgelenk der Fijenoord-Brücke, Rotterdam. M. 1:50.



drückt. Auf diese Weise bringt man das ganze System in Spannung. Da sämtliche Keile auf einer durchgehenden Stange sitzen, so lassen sie sich von einer Stelle aus gleichzeitig bewegen.

Die Hinterflügel der Klappenträger erhalten je nach der Anordnung der Brücke verschiedene Gestalt, vergl. T. II.

In neuester Zeit sind mit gutem Erfolge flufseiserne Klappenträger zur Anwendung gekommen, so z. B. bei drei Brücken in Königsberg in Preufsen. Hierbei wurden für dieses Material folgende Bedingungen vorgeschrieben:

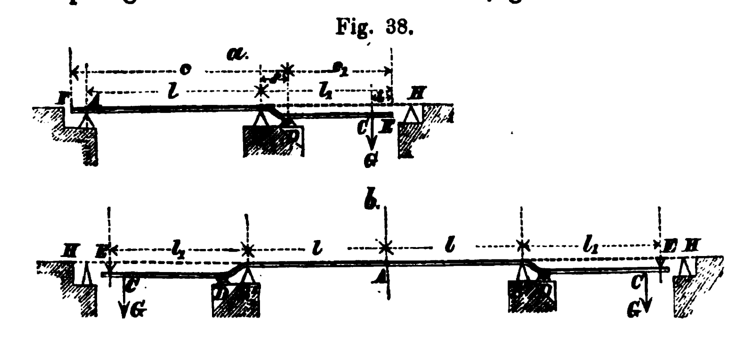
	bei der Honig-Brücke, erbaut 1879 (T. II, F. 1)	bei der Hohen Brücke, erbaut 1881 (T. II, F. 10)	bei der Köttel-Brücke, erbaut 1885
Elasticitätsgrenze	27 kg	27 kg	—
Zugfestigkeit	45 bis 50 kg	45 bis 46 kg	42 kg auf den qmm
Querzusammenziehung . .	45 Prozent	45 Prozent	40 bis 45 Prozent
Dehnung	20 „	22 „	15 „ 22 „

Als zulässige Beanspruchung wählte man $\sigma = 1000\left(1 \pm \frac{1}{2}\,\frac{min\,S}{max\,S}\right)$ kg f. d. qcm. Die Gewichtsersparnis betrug bei der Honig-Brücke 4000 kg. Auch die Brücken über den Frederiksholmskanal (T. II, F. 4) und über den Börsenkanal in Kopenhagen haben flufseiserne Träger erhalten, wobei die rechnungsmäfsige Beanspruchung bei den grofsen Trägern zu 900 kg und bei den kleinen Trägern zu 810 kg auf den qcm angenommen wurde.

Bezüglich des bei der statischen Berechnung anzunehmenden Eigengewichtes wird man sich bei zweiflügeligen Brücken daran zu erinnern haben, dafs das Biegungsmoment des Vorderflügels an der Drehachse, bei gleichförmiger Belastung, ebenso grofs ist wie das Maximalmoment für einen einfachen Balken, dessen Spannweite gleich der doppelten Länge des Konsolträgers ist. Angaben über Gewichte ausgeführter Brücken findet man am Schlusse dieses Abschnittes.

§ 23. Berechnung der Hauptträger. Bei geöffneter Brücke bilden die Hauptträger auf der Achse D im Gleichgewichte befindliche Balken (Textfig. 38 a u. b).

Fig. 38.



Wird die Konstruktionslast für den lfd. m des Armes FD mit g und für den m des Armes DE mit g_1 bezeichnet, so ist für Gleichgewicht ein Gegengewicht:

$$G = \frac{g\,c^2 - g_1\,c_1^2}{2\,(c_1 - b)}$$

erforderlich. Anstatt eines gleichförmig vorausgesetzten Eigengewichtes wird man jedoch zweckmäfsigerweise dasselbe möglichst der wirklichen Ausführung entsprechend verteilt annehmen und hiernach das Gegengewicht G berechnen. Gewöhnlich nimmt man G etwas kleiner, um ein Selbsteinfallen der Brücke in die geschlossene Stellung zu erzielen. Die Querkräfte Q und die Biegungsmomente M sind hiernach leicht zu berechnen.

Bei geschlossener Brücke hat man zu unterscheiden, ob dieselbe ein- oder zweiflügelig ist. Ist die Brücke einflügelig (Fig. 38 a), so wird die Konstruktionslast

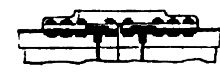
von den Stützen A und D oder, falls das feste Lager B etwas überhöht und der Zapfen D in Gabellagern liegt, von den Stützen A und B getragen, während die Verkehrslast auf die Hauptträger wie auf Balken über eine Öffnung $AB = l$ wirkt (der Teil BE ist durch die über den Klappenkeller sich erstreckenden festen Träger BH verdeckt). Die hierdurch erzeugten R und M sind zu denjenigen, welche von der Konstruktionslast herrühren, hinzuzuzählen. Ferner ist auch die etwa in E durch Anhubvorrichtungen erzeugte Kraft (vergl. § 21) zu berücksichtigen.

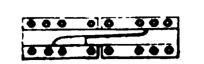
Ist die Brücke zweiflügelig und stemmen sich die geschlossenen Klappen nicht gegeneinander (Fig. 38 *b*), so bilden die Teile AB' und AB'' Konsolträger von der Länge l, welche allein die Verkehrslast erhalten. Hierdurch entsteht in E ein Druck von unten nach oben, der von der festen Fahrbahn $B'H$ und $B''H$ ausgehalten werden mufs und meist eine Verankerung der letzteren mit dem Mauerwerke bedingt. Nur selten (Deva-Brücke zu Montrico, Spanien) wird dieser Gegendruck durch die gehörig stark konstruierte Drehachse D geleistet, in welchem Falle die Lager derselben zu verankern sind.

Auf einen in A durch Riegel oder dergl. erzeugten Zusammenhang der Träger ist für gewöhnlich nicht viel zu rechnen, doch kann hierdurch immerhin, wenn die eine Klappe belastet, die andere aber leer ist, eine gewisse Lastübertragung erzielt werden.

Bei der schiefen zweiflügeligen Klappbrücke über den Börsenkanal zu Kopenhagen, deren Klappen in geschlossenem Zustande ungleiche freitragende Längen $B'A = 7{,}55$ m und $B''A = 4{,}10$ m (vergl. Textfig. 38 *b*) besitzen, ist sogar der kürzere Arm zur teilweisen Entlastung des langen Armes benutzt worden, wodurch man bei letzterem an Höhe sparen und hierdurch, bei gegebener Planielage der überzuführenden Eisenbahn, an lichter Durchfahrtshöhe unter der Brücke gewinnen konnte. Zur Übertragung des Druckes bei A dienen gufseiserne, an den Hauptträgern befestigte Platten, die sich mittels lotrechter Nasen um 0,31 bezw. 0,07 m übergreifen (Textfig. 38 *c*). Die Verschiedenheit dieser Längen ist durch den Umstand bedingt, dafs die Brücke auch durch Wasserdruck bewegt wird und es hierbei kaum möglich sein dürfte, die Hebung der beiden Klappen von Anfang an mit genau gleicher Geschwindigkeit zu bewirken. Der Druck, welcher bei dieser Konstruktion von dem längeren Träger auf den kürzeren übertragen wird, ist aus der Bedingung zu bestimmen, dafs die Durchbiegung beider Konsolträger in A gleich grofs sein mufs.

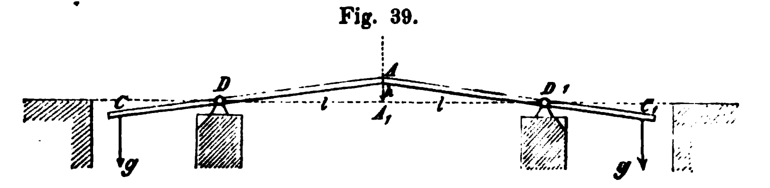
Fig. 38 *c*. *Übergreifer am Klappenstofse der Börsenkanal-Brücke zu Kopenhagen.* M. 1 : 48.





Ist die zweiflügelige Brücke mit sich aneinander stemmenden Klappen konstruiert und setzen die Klappen ihren Druck nur gegen die Drehachsen ab, so ist die Berechnung der Hauptträger wie die vom Dreigelenkträger DAD_1 (Textfig. 39) durchzuführen, wobei freilich der Angriffspunkt des Druckes in A nicht immer genau bestimmbar sein wird, da hier kein wirkliches Gelenk, sondern oft nur Stirnhölzer angebracht werden (vergl. T. II, F. 5[a]).

Fig. 39.



Ist die Belastung gleichförmig über beide Klappen verteilt und beträgt dieselbe p für die Längeneinheit, so entsteht in A ein wagrechter Druck $H = \frac{pl}{2h}$. Bei gleichmäfsiger Belastung nur der einen Klappe, z. B. DA, wirkt der Druck in A in Richtung der unbelasteten Klappe D_1A und ist gleich $\frac{pl}{4} \cdot \frac{\sqrt{l^2 + h^2}}{h}$. Bei der Kleinheit der hier meist in Frage kommenden Spannweiten ist es jedoch zweckmäfsig, die Klappen nicht nur für eine gleichförmige Belastung, sondern für die ungünstigste Stellung der als Ver-

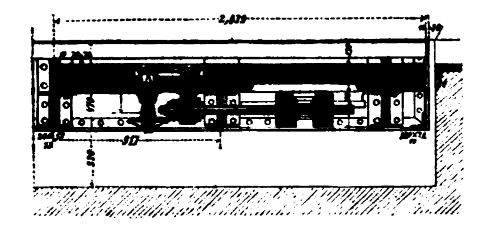
kehrslast dienenden Wagen zu berechnen. Auf diese, am bequemsten mit Hilfe sog. Einflufslinien anzustellende Untersuchung kann jedoch hier, als zu weit führend, nicht eingegangen werden.

Viel verwickelter gestalten sich die statischen Verhältnisse bei Brücken, deren sich aneinander stemmende Klappen aufser durch die Drehachse auch noch unweit der letzteren durch feste, gegen Schub konstruierte Pfeilerlager gestützt werden (vergl. T. II, F. 6). Ein solches Tragwerk ist statisch unbestimmt und kann nur bei Annahme von bestimmten Querschnitten für die zu untersuchenden Klappenträger berechnet werden.

Hat man es schliefslich mit einer Konstruktion wie die Fijenoord-Brücke (T. II, F. 2) zu thun, so ist die Berechnung der inneren Träger *B* (T. II, F. 2^b u. 2^f) wie für auf der Drehachse *a* im Gleichgewichte sitzenden Balken, dagegen die der äufseren Träger *A* (T. II, F. 2^e) bezüglich der Verkehrslast wie für Bogenfachwerke mit drei Gelenken zu führen.

§ 24. Das Gegengewicht. Die Drehachse. Das zur Herstellung des Gleichgewichts beim Öffnen der Brücke erforderliche Gegengewicht wird an dem Ende der Hinterklappe angebracht und besteht in der Regel aus Gufseisen, welches in selteneren Fällen in Form von Blöcken unmittelbar an die Träger befestigt wird (T. II, F. 3^c, 5^a, 7), meist dagegen in besonderen, zu diesem Zwecke angebrachten, gufseisernen Kasten *i* (Textfig. 36^a u. 36^b) oder auch in Blechkasten *g* (T. II, F. 2^a) ruht und dann auch aus Steinen und ähnlichem bestehen kann. Um die Lage des Klappenschwerpunktes genau justieren zu können, ist bei der Fijenoord-Brücke aufser dem eigentlichen Hauptgegengewichte *g* von nicht weniger als 50,4 t noch ein längs einer Schraubenspindel verschiebbares Gegengewicht *u* von 3,8 t angebracht (T. II, F. 2^f). Ähnlich ist die Anordnung bei der Schwingebrücke über den Nivernais-Kanal (Textfig. 40, vergl. auch T. II, F. 11). Das Hauptgegengewicht besteht aus einer über die ganze Breite (2,5 m) der Fahrbahn sich erstreckenden gerippten Gufsplatte.

Fig. 40. *Gegengewicht am Hinterende der Schwingebrücke über den Nivernais-Kanal.* (Vergl. T. II, F. 11.) M. 1:10.



Bei Brücken, deren Hinterklappe oder auch nur das Gegengewicht beim Öffnen ins Wasser kommt, wird das Gegengewicht nicht an der Klappe befestigt, sondern mittels Ketten derart angehängt, dafs dasselbe stets im Wasser bleibe und somit mit stets gleichbleibender Kraft wirke.

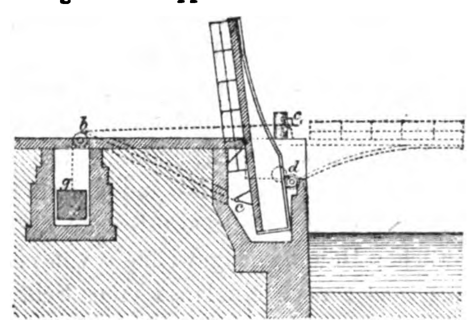
Als Beispiele seien erwähnt die Langebro in Kopenhagen (T. II, F. 8^a); ferner die Frederiksholmskanal-Brücke (T. II, F. 4^a) in Kopenhagen. Das Gegengewicht besteht aus einem oben offenen Blechkasten mit gufseisernen, in Cement vergossenen Ballaststücken von je 48,5 kg (T. II, F. 4^f). Bei der sehr schiefen Börsenkanal-Brücke zu Kopenhagen mufste für den rechten (ähnlich wie in T. II, F. 4^e) das Bahngleis tragenden Hauptträger das Gewicht im Verhältnis 37 : 26 gröfser als für den linken gemacht werden. Infolge dessen ist hier der 6,27 m lange, 1,06 m breite Gegengewichtskasten mit veränderlicher Höhe 0,94 bis 0,47 m ausgeführt.

Auch bei der Honig-Brücke in Königsberg (T. II, F. 1^a) befinden sich die (für jede Klappe zwei) Gegengewichte stets unter Wasser. Sie haben Abmessungen von 3,7 m × 0,54 m × 0,835 m, werden im oberen Teile, der bequemeren Gewichtsausgleichung halber, aus Platten gebildet und hängen jedes mittels zweier Ketten an zwei Kettenscheiben. An derselben Welle wie die letzteren sitzen vier schneckenförmige Scheiben, in welche die an den Untergurten der vier Klappen-Hauptträger angebrachte Viertelkreise von 1,48 m Halbmesser greifen. Bezüglich der Anordnung von im Wasser hängenden Gegengewichten ist zu erwähnen, dafs bei Frost eine Störung kaum eintreten kann. Denn, so lange das Eis nicht dick ist, wird dasselbe vom Gegengewichte leicht durchbrochen; bei stärkerem Eise hört aber die Schiffahrt ohnedies auf.

Bei eisernen Klappbrücken läfst man gewöhnlich den Schwerpunkt der Klappe (samt Gegengewicht) in die Mittellinie der Drehachse fallen. Doch kann man durch Höherlegen des Schwerpunktes erreichen, dafs letzterer bei geöffneter Klappe hinter die Drehachse zu liegen kommt und dadurch ein Drehmoment entsteht, welches etwa bei ins Wasser tauchendem Gegengewichte den Wasserauftrieb ausgleicht. Befindet sich dagegen der Schwerpunkt der Klappe unter und hinter der Achse und beschreibt derselbe bei der Bewegung der Brücke einen Bogen, dessen Mitte in der Lotrechten durch die Drehachse geht, so wird die Klappe sowohl beim Öffnen als auch beim Schliefsen zuerst sehr leicht sich bewegen und erst später eine gröfsere Bewegungskraft erfordern. Dies kann, wenn der Verkehr über die Brücke sehr bedeutend ist, beim Schliefsen der Brücke von Nutzen sein. Die geöffnete Klappe geht nämlich zunächst rasch hinunter und wird dann durch das Gewicht der nacheilenden Fufsgänger (allerdings nicht ohne Erschütterung) zugedrückt.[3])

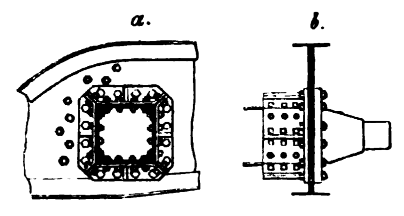
Nach dem Projekte von Browne (Textfig. 41) soll das Gegengewicht g in einer besonderen Grube untergebracht und mit den Brückenträgern durch Ketten gbc in Verbindung gesetzt werden. c ist ein am Brückenträger befestigter Bock. Da auf diese Weise der Kettenzug einen Hebelarm bezüglich der Brücken-Drehachse d erhält, so ist es leicht möglich, das statische Moment dieses Zuges gleich dem statischen Momente des Klappengewichtes bei geschlossener Brücke zu machen. Beim Öffnen der Brücke wird dann das Moment des Kettenzuges sich vergröfsern, das des Brückengewichtes sich verkleinern, wodurch das Anheben der Klappe mit geringerer Kraft erfolgt. Wenn die Klappe nahezu die lotrechte Stellung erreicht hat, wird die Kettenrichtung bc durch die Drehachse d gehen. Von diesem Augenblicke an erhält das Moment des Kettenzuges das entgegengesetzte Vorzeichen und erleichtert das in Ruhebringen der sich durch ihre Trägheit weiter bewegenden Brückenklappe. Beim Zumachen der Brücke wiederholt sich das Spiel in entgegengesetzter Reihenfolge. Man spart also bei dieser Konstruktion an mechanischer Arbeit; aufserdem kann die Klappe kürzer gehalten werden.

Fig. 41. *Klappbrücke nach Browne.*



Die Drehachse, gewöhnlich aus Schweifseisen, geht bei den meisten Brücken ganz durch und erhält bei geringeren Abmessungen eine gleichbleibende, bei gröfseren dagegen eine veränderliche Stärke (z. B. bei der Knippelsbro T. II, F. 3[d] eine Stärke von 0,26 bis 0,47 m). An der Fijenoorder Klappbrücke (T. II, F. 2[b]) sind die Drehachsen a (sowie alle entsprechenden Querverbindungen) bei xx gestofsen, um die 10,5 m breite Brücke der Längsachse nach in zwei Teile teilen zu können. (Bei Auswechselungen wird der Verkehr nur auf der einen Brückenhälfte unterbrochen.)

Fig. 42. *Drehachse der Börsenkanal-Brücke, Kopenhagen.* M. 1:50.



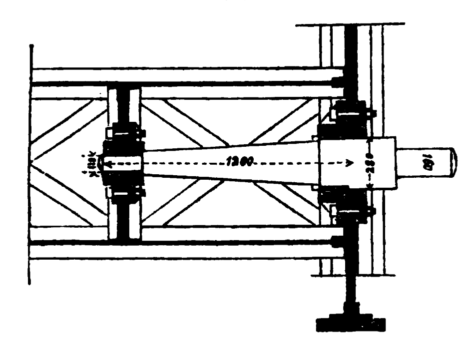
Bei einer gröfseren Anzahl neuerer Brücken (T. II, F. 1[a], 4[c]) besteht die Drehachse aus einem zwischen den Hauptträgern sich erstreckenden hohlen Balken rechteckigen Querschnittes, an welchen sich gufsstählerne Endstücke mit Drehzapfen anschliefsen. Textfig. 42 zeigt eine solche Anordnung bei der Börsenkanal-Brücke zu Kopenhagen (4 Platten zu 418 × 19,5 mm und 4 Winkeleisen zu 78 × 78 × 19,5 mm).

Endlich findet man auch die Drehachse nicht einheitlich durchgeführt, sondern, wie z. B. bei der Klappbrücke in den neuen Hafenanlagen zu Amsterdam (Textfig. 43),

[3]) Waterbouwkunde door Henket etc. Afd. XIV. Derde Deel. 1. Aflevering. Bl. 59.

aus zwei getrennten stählernen Achsenden bestehend, welche in Gufsstücke verkeilt und durch dieselben aufser mit den Hauptträgern auch mit je einem der drei Zwischenlängsträger verbunden sind, welche ihrerseits zwischen Querträger verspannt sind. Durch kräftigen oberen und unteren wagrechten Kreuzverband wird dieses System von Quer- und Längsträgern zu einem einheitlichen Ganzen verbunden.

Fig. 43. Drehachse der Klappbrücke zu Amsterdam. M. 1:40.



Die Beantwortung der Frage, ob eine gröfsere (T. II, F. 5[b]) oder kleinere Anzahl von Unterstützungspunkten für die Drehachse vorzuziehen sei, wird sich nach den Biegungsmomenten, welche auf die Achse wirken, richten. Im allgemeinen werden in nur zwei Lagern gestützte Achsen leichtere Drehbarkeit zeigen. Bei Anwendung mehrerer Lager hat man auf die genaue Erhaltung ihrer Höhenlage zu achten, wenn keine Klemmungen stattfinden sollen.

§ 25. Bewegungsmechanismus. Erforderliche Kraft und Zeit für das Öffnen und Schliefsen der Brücke. Die Klappen werden, je nach der frei zu machenden Durchfahrtshöhe unter denselben, entweder nur um einen Teil eines rechten Winkels (Augusta-Brücke, Textfig. 36 *b*, Aufschlag 26°) oder um fast volle 90° gedreht. Auch in letzterem Falle läfst man jedoch die Klappe nicht ganz bis zur lotrechten Stellung zurückschlagen, um an Zeit zu sparen und das Schliefsen der Brücke zu erleichtern.

Die Schwingebrücke über dem Unterhaupte einer Schleuse des Nivernais-Kanals (T. II, F. 11[a] und 11[b], sowie Textfig. 40) läfst sich sogar nur soweit anheben, dafs zwischen dem vorderen Brückenende und dem Auflager ein freier Spalt von nur 0,20 m entsteht, welcher zum Durchlassen der Zugleine für die zu Berg fahrenden Boote genügt. Die Pferde ziehen nämlich nicht gleichmäfsig, sondern ruckweise; werden nun die Tiere kurz vor der Brücke zur Anwendung ihrer vollen Kraft angetrieben, so kann die Zugleine in dem hiernach folgenden schlaffen Zustande mit der Hand durch die Brückenspalte geführt werden.

Die Bewegungsvorrichtungen sind verschieden. Bei der soeben genannten Schwingebrücke über die Schleuse des Nivernais-Kanals ist der hintere 3 m lange Arm infolge angebrachter Gegengewichte um ein Geringes schwerer als der 5,9 m lange Vorderarm. Je nachdem, nach Lösung des Riegels, der Brückenwärter sich auf den kürzeren oder längeren Arm stellt, findet Öffnung oder Schliefsung der Brücke statt. —

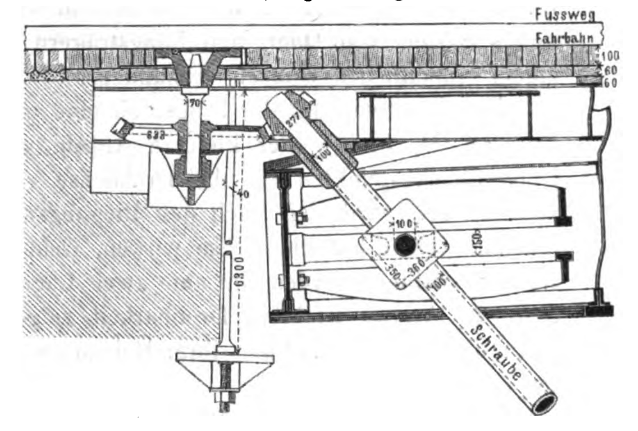
Die Anwendung einer Kette, welche am Ende der Hinterklappe befestigt ist, empfiehlt sich bei nicht zu grofser Länge der Hinterklappe, wenn eine genügende Tiefe zur Verfügung steht, damit die Kette an der Brücke unter keinem zu spitzen Winkel angreife (vergl. Textfig. 32).

Ähnlich ist die Anordnung bei der in T. II, F. 9[a] dargestellten Brücke. Die Kettentrommel *b* für die 13 mm starke Kette ist jedoch konisch-spiralförmig konstruiert, um eine gröfsere Gleichmäfsigkeit der erforderlichen Zugkraft zu erzielen. Der Schwerpunkt der Klappe liegt etwas vor der Welle, daher vermindert sich beim Heben das statische Moment.

Die Klappbrücke in den neuen Hafenanlagen zu Amsterdam hat statt einer Kette eine feste Schraubenspindel erhalten (Textfig. 44 *a* u. *b*, S. 42 und Textfig. 33, S. 33), welche

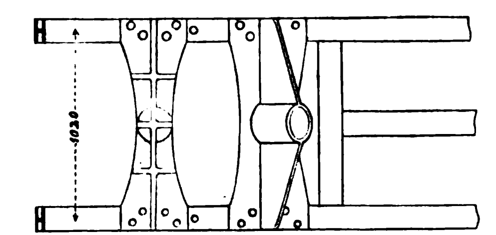
durch eine Zahnradübertragung gedreht und dadurch auf ihr ein mit einem Muttergewinde versehener Kreuzkopf verschoben wird. Dieser Kreuzkopf ist mit seitlichen Achsschenkeln versehen und greift mittels besonderer Futterstücke zwischen Gleitbahnen, welche er zwingt, seiner Bewegung zu folgen.

Fig. 44 *a*. *Klappbrücke in den neuen Hafenanlagen zu Amsterdam.* (Vergl. Textfig. 33.) M. 1:40.



Die Gleitbahnen sind an zwei Querträger festgebolzt, die am Ende zwischen die Hauptträger eingespannt sind und übertragen die Bewegung so auf die ganze Brücke. Die Schraubenspindel, von 100 mm Kerndurchmesser, ruht unten in einem festen Stützlager und wird oben in einem mit einer Kupferhülse gefütterten Halslager geführt. Auf das oberste Ende derselben ist ein konisches Rad aufgekeilt, welches in ein zweites Rad eingreift, dessen senkrechte Achse durch Stockschlüssel mit 1 m langem Hebel gedreht werden kann. Die senkrechte Achse wird unten durch ein Stützlager und oben durch ein Halslager geführt. Dabei ist das letztgenannte Lager, ebenso wie das Halslager der Schraube an zwei I-Trägern der festen Brückenbahn aufgehängt (Fig. 44 *b*) und diese selbst sind zur Sicherung gegen nach oben gerichtete Drücke mit dem Mauerwerk verankert (Fig. 44 *a*).

Fig. 44 *b*. *Klappbrücke, Amsterdam.* Ansicht von unten. M. 1:40.



Gewöhnlich besorgt ein Mann die Bewegung der Brücke, wobei 17 Umdrehungen des Schlüssels in 2,5 Minuten erforderlich sind. Bei stärkerem Winddrucke arbeiten zwei Mann gleichzeitig an dem doppelarmigen Hebel von 1 m Länge.

Diese Einrichtung hat gegenüber derjenigen mit Kette (T. II, F. 9ª u. Textfig. 32) den Vorteil einer vollkommeneren Zwangläufigkeit. Auch kann die Brücke in jeder Stellung nach beiden Richtungen festgehalten werden.

Eine von den bis jetzt beschriebenen abweichende Bewegungsvorrichtung ist bei der Augusta-Brücke (Textfig. 36 *a* und 36 *b*) am mittleren Hauptträger zur Anwendung gekommen. Die Klappe wird durch Niederdrücken des hinteren Trägerteiles geöffnet. Zu diesem Zwecke bewegt die mittels Stockschlüssel von der Strafse aus zu drehende Schraube ohne Ende *b* den gezahnten Sektor *c*. Mit letzterem auf derselben Welle *d* sind die Kurbeln *n* aufgekeilt, die bei ihrer Drehung mittels der Pleuelstangen *l* den Träger der Hinterklappe auf- und abwärts bewegen. Vorteil: geschützte Lage des wenig Raum einnehmenden Bewegungsmechanismus. Um die Veränderlichkeit der bewegenden Kraft möglichst gering zu erhalten, wurde der Brückenschwerpunkt *S* (Textfig. 45) so gelegt, dafs derselbe beim Klappenaufschlag von $^1/_2\,18^0 = 9^0$ (der Gesamtaufschlag beträgt nämlich gewöhnlich nur 18^0) sich senkrecht über der Drehachse *C* befindet.

Die gröfste Kraft ist alsdann erforderlich, um die Klappe aus der Stellung des Maximalaufschlages zurückzudrehen. Ist *D* = Schraubenwelle, *B* = Kurbelzapfen, *A* = Blattzapfen an der Klappe, also *BD*

= Kurbel, AB = Pleuelstange, r = Halbmesser des Drehzapfens C, G das Gewicht der Klappe, m = Länge der Senkrechten von D auf AB, n = desgl. von C auf AB, t = Horizontalabstand des Schwerpunktes S von der mittleren Vertikalen CY, μ der Zapfenreibungskoefficient, so ist die zur Überwindung der Drehzapfenreibung erforderliche Kraft P, reduziert auf den Schraubenradhalbmesser R:

Fig. 45.

$$P = G\frac{m}{n}\left(\frac{t+\mu r}{R}\right).$$

Die entsprechende, am mittleren Schraubenumfange auszuübende Kraft beträgt demnach, wenn α = Steigungswinkel der Schraube, ρ = Schraubenhalbmesser (bis zur Berührungsstelle mit dem Zahnsektor gemessen), und μ = Reibungskoefficient daselbst

$$S = \frac{\mu + tang\,\alpha}{1 - \mu\, tang\,\alpha} \cdot P.$$

Ferner beträgt die Reibung an der oberen Ringfläche der Schraubenwelle, wenn ρ_1 den inneren und ρ_2 den äufseren Halbmesser dieser Ringfläche bedeutet, auf den mittleren Schraubenumfang reduziert:

$$S_1 = \frac{2}{3}\frac{\mu P}{\rho} \cdot \frac{\rho_2^3 - \rho_1^3}{\rho_2^2 - \rho_1^2}.$$

Daher die erforderliche Kraft K am Stockschlüssel vom Halbmesser a: $K = (S + S_1)\frac{\rho}{a}$.

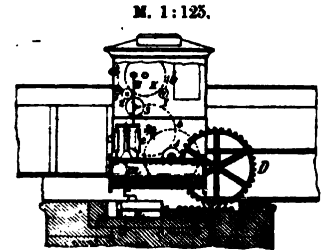
Bei der Augusta-Brücke ist $G = 12500$ kg und es berechnet sich für einen Aufschlagwinkel:

$\varphi =$	0°	9°	18°	23°	26°
$K =$	7,3	1,8	27,0	34	0 kg.

Bei neueren Klappbrücken wendet man häufig unmittelbar auf der Drehachse sitzende Zahnräder an, in welche durch Kurbeln getriebene Zahnradvorgelege eingreifen. So sind z. B. bei der Langebro (T. II, F. 8[a]) für jede Klappe 2 fünfachsige Vorgelege von 1 : 90 Gesamtübersetzung angebracht. Bei stillem Wetter kann jedoch auch mit 1 : 45 gearbeitet werden, indem ein Zahnradpaar ausgelöst wird. Ein Mann hebt die Klappe in $^3/_4$ Minuten.

Bei der Knippelsbro (T. II, F. 3[a] u. Textfig. 46) ist ebenfalls an der Drehachse das grofse Zahnrad D aufgekeilt, welches auf dreierlei Weise, nämlich entweder durch Handbetrieb oder mittels Wasserdruck oder endlich mittels Luftdruck gedreht werden kann (zur Sicherheit wegen Frost, Bruch u. s. w.).

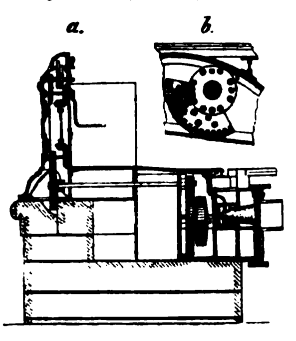
Fig. 46. *Bewegungsvorrichtung der Knippelsbro, Kopenhagen.* (Vergl. T. II, F. 3[a] bis 3[d].) M. 1 : 125.



Soll die Drehung mittels Hand erfolgen, so wirkt die Kurbel a durch Vermittelung der Zahnräder 1, 2, 3, 4, 5 auf das mit der Brückenachse fest verbundene Zahnrad D. Zwei Arbeiter können die Klappe bei 432 facher Übersetzung in 98 Sekunden heben und wieder senken. — Soll die Bewegung mittels des Druckes der Kopenhagener Wasserleitung geschehen, so läfst man das Wasser in den Cylinder n von 0,31 m Durchmesser eintreten und durch Vermittelung eines Kolbens auf die in das Rad D greifende Zahnstange p wirken. Zum Öffnen und Schliefsen der Brücke, — was bei 4,2 kg pro qcm Volldruck in 50—60 Sekunden erfolgt, — ist ein Kolbenhub von 1,18 m Länge erforderlich. Die Drehung mittels Luftdruck geschieht in ähnlicher Weise, indem man komprimierte Luft in den erwähnten Cylinder p einströmen läfst. Die verdichtete Luft wird in dem gufseisernen Cylinder m von 0,61 × 2,54 m bereit gehalten und zwar erfolgt die Zusammenpressung derselben durch einen Satz von 6 Paar Luftpumpencylindern $c\,c$, deren Bewegung durch Vermittelung von Balanciers durch Handbetrieb (Kurbel b, Zahnrad II, Warzenstange III) eingeleitet wird. Das Öffnen und Schliefsen der Brücke dauert in diesem Falle 1—$1^1/_4$ Minuten.

Besteht die Drehachse zwischen den Hauptträgern aus einem hohlen, im Querschnitte rechteckförmigen Blechbalken (vergl. T. II, F. 4[c] sowie Textfig. 42), so wird an jedem Hauptträger ein gezahnter gufsstählerner Kreisausschnitt befestigt (Textfig. 47 a u. 47 b, S. 44). In diese gezahnten Kreisausschnitte greifen stählerne, durch ein gemeinschaftliches Windenvorgelege bewegte Zahnräder ein. Zweckmäfsig ist es, auf jeder Seite der Klappe ein solches Vorgelege anzuordnen, von denen eines zur Reserve dient.

Fig. 47. *Bewegungsvorrichtung der Frederiksholmskanal-Brücke, Kopenhagen.* (Vergl. T. II, F. 4.) M. 1:96.

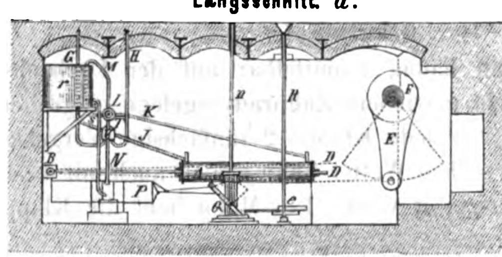


Ähnlich ist auch die Einrichtung bei der Börsenkanal-Brücke in Kopenhagen. Das Öffnen der 12,87 m langen Hauptträger erfolgt entweder durch Handbetrieb in $2^1/_2$ Minuten oder durch Wasserdruck von 3,3 Atmosphären. Auf jeder Seite einer Klappe befindet sich ein 75,8 cm langer, 42 cm weiter Cylinder. Die Kolbenstangenverlängerung bildet eine Zahnstange, welche mittels eingreifenden Zahnrades eine Welle bewegt, an deren Ende ein in den am Hauptträger befestigten gezahnten Kreisausschnitt greifendes Zahnrad sitzt.

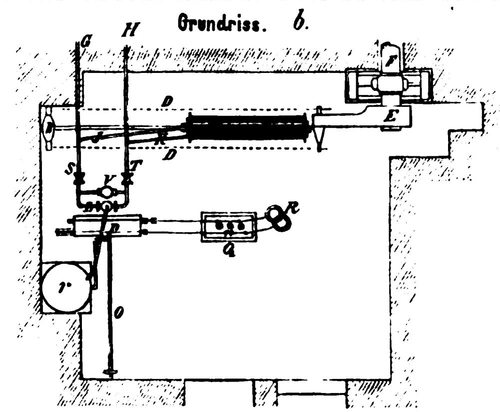
In den Textfiguren 48*a* und 48*b* ist die Bewegungsvorrichtung der bis jetzt bedeutendsten Klappbrücke zu Fijenoord (Rotterdam) (vergl. T. II, F. 2) dargestellt. Zur Bewegung der Brücke dient eine Gaskraftmaschine oder Menschenkraft und es wird die bewegende Kraft durch hydraulischen Druck auf die Brückenachse übertragen.

Fig. 48. *Bewegungsvorrichtung der Klappbrücke zu Fijenoord (Rotterdam).* Vergl. T. II, F. 2. M. 1:100.

Längsschnitt. *a.*



Grundriss. *b.*



An jedem Ende beider Drehachsen *F* ist eine 1200 mm lange Kurbel *E* angebracht, deren Bewegung durch einen Kolben von 262 mm Durchmesser und 1543 mm Hub hervorgerufen wird, welcher sich in dem i. L. 1700 mm langen Prefscylinder *A* von 30 mm Wandstärke befindet und durch Wasser von 3 bis höchstens 30 Atmosphären Druck hin und her verschoben wird. Die Kolbenstange geht durch beide Deckel des Cylinders und hat 70 bezw. 50 mm Stärke. An den beiden Zapfen des schmiedeisernen Kreuzhauptes *B* fassen die knickfesten (gestrichelten) Kuppelstangen *D*, die mit ihren anderen Enden an den Kurbelwarzen angreifen und die Kurbel um 80° (entsprechend der Hubhöhe des Kolbens) drehen können.

An jedem Ende jedes der Prefscylinder *A* mündet ein Wasserrohr *J* und *K*. Die beiden Rohre *G* und *H* kommen von dem Prefscylinder auf der anderen Seite der Strafse und vereinigen sich mit den Röhren *J* und *K* zu den Röhren *S* und *T*, welche den doppelten Querschnitt der ersteren haben. Die beiden Röhren *S* und *T* vereinigen sich ihrerseits in dem Hahne *L* mit doppelter Bohrung, in welchen noch zwei fernere Röhren münden: eine Röhre *N*, welche das Wasser von den Druckpumpen *P* zuleitet und eine Röhre *M* zur Abführung des gebrauchten Wassers (bezw. einer Glycerinflüssigkeit vom spec. Gewicht 1,12) nach dem möglichst hoch gelegenen Reservoir *r* (von 660 × 600 mm und 3 mm Wanddicke), von wo dasselbe wieder für die Druckpumpen gebraucht werden kann. Der doppelt gebohrte Hahn *L* kann mittels der Welle *O* mit Kettenscheibe und einer nach oben gehenden Kette ohne Ende von der Strafse aus gestellt werden, wodurch der Zuflufs des Wassers nach der Vor- oder Hinterseite des Kolbens im Prefscylinder behufs Öffnens oder Schliefsens der Brücke oder der Abflufs des Wassers nach dem Reservoir beim Stillstande der Brücke reguliert wird. Der Sicherheit halber wird der Hahn *L* selbstthätig von dem Kreuzkopf *B*, mit welchem derselbe durch eine Kette verbunden ist, gestellt.

Das Rohr *N* empfängt das unter gewöhnlichen Umständen nur mit 3 Atmosphären wirkende Druckwasser von einem Paar doppelt wirkender Pumpen *P*, welche in einem der Keller angebracht sind und deren 118 mm im Durchmesser haltender Kolben eine nach Bedarf veränderliche Hubhöhe von 300 bis 118 mm machen kann, was von der Strafse aus mit Hilfe der Kulisse *Q* durch die Welle *n* reguliert

wird. Die Bewegung der Druckpumpen-Kolben erfolgt mit Hilfe zweier Excenter *e*, welche auf der Welle *R* sitzen. Diese geht durch die Kellerdecke und kann von der Strafse aus mittels 1 bis 1,5 m langer Druckbäume gedreht werden. Gewöhnlich wird jedoch die Excenterwelle *R* mittels Riemscheibe von einer 7,5-pferdigen Gaskraftmaschine (in der Figur weggelassen) in Bewegung gesetzt, deren Hauptwelle, unabhängig von dem zu überwindenden Widerstand 160 Umdrehungen in der Minute macht. Durch Zahnradübersetzung wird die Geschwindigkeit der Pumpen auf 20 Hübe in der Minute reduziert. Die Bewegungsgeschwindigkeit der Brücke wird durch die Kulisse geregelt. Bei der gröfsten Hublänge von 200 mm erfordert das Öffnen oder Schliefsen 54 Sekunden und bei kleinerer Hublänge entsprechend längere Zeit. Bei der Anwendung des Handbetriebes kann die Hublänge von 0—140 mm wechseln.

Zur Vermeidung von Stöfsen in der Leitung bei etwa plötzlicher Änderung der Bewegungsrichtung der Brückenklappe ist auf jedem Rohre *S* und *T* ein für 30 Atmosphären belastetes Sicherheitsventil angebracht. Aufserdem steht das Hauptdruckrohr *N* mit einem Windkessel *V* in Verbindung. In diesen Windkessel münden ferner zwei Röhren, von denen jede nach einer der Röhren *S* und *T* geht. Dort, wo sie in den Windkessel eintreten, sind sie mit Sicherheitsventilen geschlossen, die bei 1 bis 2 Atm. Überdruck ausblasen. Endlich ist auch noch an jedem Ende des Prefscylinders *A*, dort wo die Röhren einmünden, ein Luftpuffer (ein hohler, durch Spiralfedern niedergedrückter Plunger) angebracht.

Die Geschwindigkeit des Wassers in den Röhren beträgt 1,5 m in der Sekunde und es erhalten die Röhren, durch welche das Wasser nur für einen Prefscylinder fliefst, 35 mm Durchmesser, dagegen diejenigen, welche das Wasser für zwei Prefscylinder leiten, 50 mm Durchmesser.

Auch die Honig-Brücke in Königsberg i. Pr. (T. II, F. 1^a u. 1^b) ist sowohl für Hand- wie auch für Wasserdruckbetrieb eingerichtet und zwar können in letzterem Falle beide Klappen von einer Seite aus von einem Manne geöffnet oder geschlossen werden.

Der an 16 m betragende Druck der städtischen Wasserleitung wirkt in je einem unter jeder der seitlichen festen Brücken befindlichen Cylinder von 700 mm Durchmesser (F. 1^b). Durch zwei dükerartig durch das Flufsbett geführte Rohre von 95 mm sind die beiden Cylinder miteinander verbunden und zwar immer die vordere bezw. hintere Seite des einen mit der vorderen bezw. hinteren Seite des anderen. Wird das Wasser (mittels eines Drehschiebers) hinter die Kolben geleitet, so setzen die Kolbenstangen die über die Scheiben *e* und *f* und über den am mittelsten Längsträger sitzenden kleinen Quadranten *s* bis zum Punkte *g* gehende und dort befestigte Kette und damit die ganze Klappe in aufsteigende Bewegung. Soll dagegen die Brücke geschlossen werden, so wird das Wasser vor die Kolben geleitet. Die Kolbenstange bewegt sich dann in umgekehrter Richtung, wodurch die über die Scheibe *k* und über denselben Quadranten bis zum Punkte *C* gehende Kette in Bewegung gesetzt und dadurch das Schliefsen beider Klappen bewirkt wird. Ein für beide Cylinder gemeinschaftliches Abflufsrohr zur Abführung des verbrauchten Wassers ist an den Drehschieber befestigt.

Die Zeit, welche erforderlich ist, um beide Klappen zu öffnen bezw. zu schliefsen, ist ungefähr 40 Sekunden; wird nur eine Klappe geöffnet (bei abgesperrten Dükerrohren), so ermäfsigt sich die Zeit auf 30 Sekunden. Der Handbetrieb erfordert auf jeder Seite mindestens einen Mann und 3—4 Minuten Zeit.

Weniger einfach als die soeben beschriebene ist die Bewegungsvorrichtung der Hohen Brücke in Königsberg i. Pr. (T. II, F. 10^a bis 10^c). Die unmittelbare Übertragung des Wasserdruckes auf einen Cylinder war hier wegen des geringen vorhandenen Druckes, sowie wegen der engen Rohrleitung, nicht gut durchführbar (zu langsames Bewegen der Brücke). Es ist daher das Druckwasser zunächst zum Treiben eines Schmidt'schen Wassermotors benutzt, der mit Hilfe einer Pumpe aus einem Behälter Wasser in einen liegenden Akkumulator (F. 10^a und 10^c) drückt.

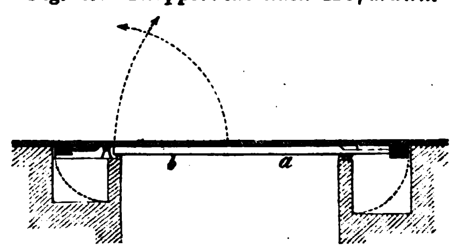
Der 37 Atmosphären betragende Druck in letzterem wird durch ein Gegengewicht hervorgebracht, welches durch eine Gall'sche Kette mit der Rolle des Akkumulators in Verbindung steht (F. 10^a) und sich in einer im Strompfeiler ausgesparten Öffnung auf und nieder bewegen kann. Ist so der Akkumulator genügend mit Druckwasser gefüllt, so wird die Wasserleitung zu dem Motor selbstthätig abgesperrt und letzterer hört auf zu arbeiten, während er sofort wieder zu spielen beginnt, sobald dem Akkumulator Wasser entnommen wird.

Dieses in dem Akkumulator aufgespeicherte Druckwasser kann man nun, durch Öffnen eines Hahnes, in einen parallel zur Brückenachse liegenden Treibcylinder f_1 (F. 10^b und 10^c) eintreten lassen, dessen Kolbenstange durch zwei Querhäupter *g* mit zwei Zahnstangen *h* in Verbindung steht. Diese greifen in

die Zähne zweier auf der Drehachse festgekeilter Quadranten i und drehen so die Brücke auf. Das Schließen derselben geschieht dadurch, dafs man das Druckwasser von der anderen Seite in den Treibcylinder f_1 eintreten läfst. Der Treibcylinder der anderen Klappe ist durch ein Dükerrohr mit dem Akkumulator verbunden, sodafs durch einen Hebelgriff sich beide Klappen gleichzeitig öffnen. Das Öffnen und Schliefsen erfordert 16 + 30 = 46 Sekunden. Die Brücke kann auch mittels Handbetrieb in je 2 bis 3 Minuten geöffnet oder geschlossen werden.

Bei Anwendung von zwei oder mehr hydraulischen Prefskolben ist es denkbar, dafs dieselben, infolge ungleicher Spannungen in den Dichtungen, infolge ungleicher Durchflufsquerschnitte oder bei einseitig eintretendem Winddrucke, sich nicht gleichmäfsig bewegen, sodafs kein genaues Zusammenspiel beider Klappen erreicht wird. Um letzteres jedoch zu ermöglichen, schlägt Hofmann (Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1884, S. 494) vor, bei Anordnung nur einer einzigen Arbeitsstelle, feste Transmissionen von einem Widerlager, zum anderen anzuwenden. Dies kann geschehen, wenn man die Hauptträger der einen Klappe a (Textfig. 49) über die ganze Öffnung reichen läfst und die zweite Klappe b durch die in den beweglichen Hauptträgern liegenden Transmissionen steuert. — Einen sinnreichen Entwurf für eine Klappbrücke nach diesem System hat der Genannte im „Civilingenieur" 1883 veröffentlicht.

Fig. 49. *Klappbrücke nach Hofmann.*



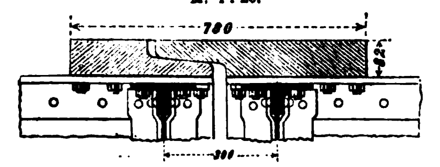
Bei der Berechnung der Kraft, welche zur Bewegung von Klappbrücken erforderlich ist, ist vor allem die Zapfenreibung der Drehachse mafsgebend. Als Reibungskoefficient hat man bei der Fijenoord-Brücke (T. II, F. 2) in Rotterdam in neuem Zustande 0,15, dagegen bei der Börsenkanal-Brücke in Kopenhagen 0,2 gefunden. Ferner spielt der Winddruck eine Rolle, dessen Gröfse, je nach Örtlichkeit, verschieden angenommen wird. (Bei der Honig-Brücke in Königsberg, T. II, F. 1, 20 kg auf den qm, in Richtung der Brückenachse, unter 10° zum Horizont.) Dann ist auch zu berücksichtigen, dafs wenn die Klappbrücken hölzerne Fahrbahnen besitzen, das spezifische Gewicht der letzteren, je nach der Nässe, sehr verschieden sein kann und daher das Gegengewicht entsprechend ausgeglichen werden mufs (vergl. § 24).

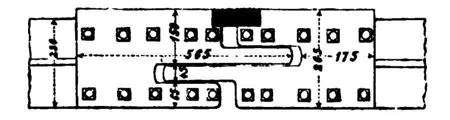
§ 26. Feststellvorrichtungen. Anschlufs der Klappenfahrbahn an die Fahrbahn der festen Brücke. Bei einflügeligen Klappbrücken legen sich beim Schliefsen der Klappe die niedergehenden Trägerenden in gewöhnliche Lagerplatten ein. Will man der Vorderklappe, um an Bewegungskraft zu sparen, nur ein geringes Übergewicht geben und doch einen genügend starken Druck auf die Lagerplatten ausüben, so zieht man, nach Schlufs der Brücke, das Ende der Hinterklappe etwas an. Einen solchen bei einer Kölner Brücke angewandten Anhub-Mechanismus stellt T. II, F. 9ª u. 9ᵈ dar. Bei derselben Brücke ist auch eine Vorrichtung getroffen, um die Klappe in beliebiger Stellung festhalten zu können. Zu diesem Zwecke ist (T. II, F. 9ᵇ u. 9ᶜ) an der lotrechten Schlüsselwelle w eine wagrechte, mit Löchern versehene Scheibe x befestigt, in welche ein mit den festen Kellerdeckenträgern A in Verbindung stehender lotrecht verschiebbarer Bolzen y gesteckt werden kann.

Bei zweiflügeligen Brücken wendet man, zur Übertragung des Druckes, an den Stirnen vorstehende Daumen an, welche mittels Querdurchstecker auch ein Festschliefsen der Brücke gestatten.

Textfig. 50 zeigt die Anordnung der übergreifenden Daumen an der Hohen Brücke in Königsberg (vergl. T. II, F. 10[d]). Damit beim Schliefsen der Brücke die Daumen der beiden Klappen nicht gegeneinanderstofsen, wird zuerst die eine Klappe heruntergelassen, jedoch nicht vollständig; sie wird vielmehr in bestimmter Höhe festgehalten, bis die andere Klappe sich senkt und mit ihren Daumen in die der ersteren hereingreift, wobei dann beide Klappen gemeinschaftlich den letzten kurzen Weg zurücklegen. Das Schliefsen der Brücke dauert daher länger (30 Sekunden) als das Öffnen derselben (16 Sekunden). — Vergl. auch Textfig. 38*c* in § 23.

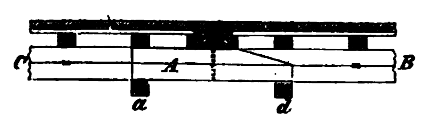
Fig. 50. *Übergreifende Daumen am Klappenzusammenstofs der Hohen Brücke.* Vergl. T. II, F. 10[d]. M. 1 : 20.





Es mag hier auf die von Baerecke (Wochenbl. f. Baukunde 1882, S. 74) in Vorschlag gebrachte Verschlufsvorrichtung für hölzerne Klappbrücken hingewiesen werden (Textfig. 51). Mit den Hauptbalken *C* der einen Klappe sind zwei starke Querträger *a* und *b* verbunden, an welche ein Daumen *A* befestigt ist. Die Hauptbalken der anderen Klappe erhalten die Querträger *c* und *d*. In geschlossenem Zustande legt sich die linke Klappe, mittels des Daumens *A* auf den Querträger *d*, während die rechte Klappe mit dem Querträger *c* auf den Daumen *A* und somit auf die linke Klappe drückt.

Fig. 51. *Klappenverschlufs nach Baerecke.*



Anstatt der übergreifenden Daumen benutzt man zur Verbindung der beiden Klappen auch Riegel, welche durch Handhebel regiert werden. Man wird gut thun, den Riegeln die erforderliche Festigkeit gegen Abscheeren für den Fall zu geben, dafs schwere Wagenachsen über der Zusammenstofsstelle der Klappen stehen.

Übrigens mufs die Fuge zwischen den Klappen auch schon mit Rücksicht auf Temperatureinflüsse eine gewisse Breite erhalten, wenn nicht Klemmungen entstehen sollen und wenn nicht durch das feste Anstemmen der Klappen gegeneinander Seitenschübe gegen die Drehachsen bezw. gegen die Pfeiler abgesetzt werden sollen.

Einen noch festeren Zusammenschlufs als durch Riegel, deren Ösen sich mit der Zeit ausnutzen, erreicht man, wie bei der Knippelsbro (T. II, F. 3[a]) durch Hakenbolzen *u*, welche unter die Unterkante der beiden Klappen an der Zusammenstofsstelle greifen und durch Schrauben angezogen werden können.

Die Fuge zwischen der Brückenfahrbahn und der festen Fahrbahn wird bei Strafsenbrücken entweder mit kleinen Klappen überdeckt (vergl. Textfig. 36*a*) oder man ordnet zweckmäfsiger an dem letzten Querträger der festen Brücke Konsolen an, welche zum Tragen der ganz nahe bis an die Fuge sich erstreckenden Verlängerung der festen Fahrbahn dienen. Zum guten Abschlufs dieser Fuge wird hierbei ein durchgehendes Gufsstück angewandt (T. II, F. 3[c]). Bei der Honig-Brücke in Königsberg liegen auf den genannten Konsolen Granitplatten mit dem begrenzenden im Querschnitte Z-förmigen Gufsstücke (T. II, F. 1[a] u. 1[b]). — Bestehen die den Keller überdeckenden Balken aus Gufseisen, so kann man denselben eine solche Form geben, dafs die etwas hinter die Drehachse verlängerte Klappenfahrbahn bei der Bewegung den nötigen Platz findet (T. II, F. 6). — Endlich ist noch auf die Konstruktion der Brücke in der Nähe der Handelskade zu Amsterdam (Textfig. 33) aufmerksam zu machen. Hier ruhen die Kellerdecken-Träger mit einem Ende auf einem eisernen, an der Frontmauer sich stützenden Joche und es ist die Klappenfahrbahn über die Achse hinaus verlängert. Freilich kann diese Konstruktion nicht gut angewandt werden, wenn die Klappe mehr als zwei Hauptträger hat.

Zusammenstellung verschiedener Angaben über einige ausgeführte Klappbrücken.

No.	Ort.	Bestimmung.	Lichtweite m	Anzahl Klappen.	Länge m	Ganze Breite m	Gewichte t	Bewegungsvorrichtung.	Bemerkungen.
1	Binnenhafen Fijenoord, Rotterdam.	Strafse und Eisenbahn (Lokomotive von 16 t mit einem beladenen Wagen).	23	2	Zwischen Kämpfern 24,0; zwischen Drehachsen 27,0; Hinterklappe 5,8.	Fahrbahn 7,5; zwei Fufswege zu 1,5.	Bogenträger *A* . . . 11,800 Balanceträger *B* . . 18,200 Querverbindungen, Versteifungen u. Gegengewichtskasten . 19,000 Schliefsvorrichtung . 0,817 Geländer . . . . . 1,800 Drehachsen . . . . 6,670 Kurbeln . . . . . 1,980 Fahrbahn u. Schienen 15,165 Ballast . . . . . 46.568 Sa. 121,000	Hand oder Gaskraft mit Hilfe von Druckwasser (vergl. Textfig. 48a u. 48b).	Erbaut 1878 durch Mees. Siehe T. II, F. 2a bis 2g.
2	Knippelsbro, Kopenhagen.	Strafse.	17,28	2	Vorderklappe 10,07; Hinterklappe 4,07.	9,42	Eine Vorderklappe . 40,678 Eine Hinterklappe . 5,493 Gegengewicht . . . 58,000	Wird geöffnet durch: Hand in . . . 90—105 Sek. Wasserdruck in 50—60 „ Luftdruck in . 60—75 „ (vergl. Textfig. 46).	Erbaut 1869. Siehe T. II, F. 3a bis 3d.
3	Nieuwediep.	Strafse.	17,70	2	Achsabstand 19,86; Hinterklappe 4,34.	3,85	Eine Klappe enthält: Eisen . . . . 27,9 Holz 23,0	Handbetrieb.	Erbaut 1864. Klappen unter 1 : 40 ansteigend, stemmen sich gegeneinander und gegen die Pfeiler. Fünf Hauptträger. Siehe T. II, F. 6.
4	Stokkenbrug, Rotterdam.	Strafse.	14,8	2	Achsabstand 16,2; Hinterarm 3,9.	8,70	Eine Klappe 57,0	Hand od. städtischer Wasserdruck (1,5 Atmosph.). Zwei oscillierende Wasserdruckcylinder von 140 cm Länge und 69 cm Weite. Kolbenstangen mittels 106 cm langen Kurbeln auf die Drehachsen wirkend.	Ohne Stützlager vor der Drehachse. Siehe T. II, F. 5a und 5b.
5	Hohe Brücke, Königsberg i. Pr.	Strafse.	14,7 zwischen Stützlagern.	2	Vorderklappe 9,61; Hinterklappe 4,69.	Fahrbahn 6,0; zwei Fufswege zu 1,5 auf Konsolen.	Nach Voranschlag für eine Klappe: Hauptträger . . . . 7,341 Querträger . . . . 3,910 Zwischenträger . . . 2,189 Konsolen u. s. w. . . 1,360 Flufseisen . 14,800 Geländer und Belageisen . . . . . . 3,080 Ferner für zwei Klappen: Gegengewicht . . . 50,700 Akkumulator-Gewicht 20,000 Fahrbahn-Stahlplatten 17,000	Handbetrieb u. Wasserdruck (Akkumulator, 37 Atmosph.) (vergl. T. II, F. 10a bis 10c). Öffnen in 16 Sekunden Schliefsen in 30 „	Eröffnet 1883 (Frühling u. Naumann). Fahrbahn aus Gufsstahlplatten auf Belageisen hat sich gut bewährt. Vergl. T. II, F. 10d und 10e.
6	Ouse-Brücke, bei Selby.	Eisenbahn.	13,75	2	—	7,32	Gegengewicht . . . 30	Handbetrieb.	Erbaut 1839. Die Bogenträger stemmen sich, bei geschlossener Brücke, gegen Kämpfer.
7	Zoutkeetsgracht, Amsterdam.	Strafse.	12,0	2	Vorderklappe 6,90; Hinterklappe 5,50.	3,5	—	—	Erbaut 1878. Klappen stemmen sich gegen die Achse. Siehe Textfig. 32.

8	Honig-Brücke, Königsberg i. Pr.	Strafse.	10,0	2	Achsenabstand 13,2.	Fahrbahn 6,0; zwei Fufswege zu 1,5 auf Konsolen.	Nach Voranschlag für eine Klappe: Hauptträger . . . . 8,567; Querträger und Verstrebungen . . . 3,433; Flufseisen . 12,000; Geländer und Belageisen . . . . . 2,984; Ein Gegengewicht . 28,017; Holzbelag einer Klappe 6,77 cbm.	Handbetrieb u. Wasserdruck (16 Atmosph.). Öffnen oder Schliefsen in 40 Sekunden. (Erste Klappbrücke mit hydraulischem Betrieb in Deutschland).	Erbaut 1880 (Frühling und Naumann). 7 Hauptträger in je 0,5 m Abstand. Fahrbahn auf verzinktem Belageisen mit 20 × 10 cm Langschwellen und hierauf Bohlenbelag. T. II, F. 1 a und 1 b.
9	Handelskade, Amsterdam.	Strafse.	10,1	1	Ganze Trägerlänge 17,5.	Fahrbahn 4,8; zwei Fufswege zu 1,25.	Gesamtgewicht 71,2; hiervon 32,5 Walzeisen und Blech.	Handbetrieb.	2 Hauptträger in 7,3 m Abstand. Belastung 2 Wagen zu 7 t und 400 kg auf den qm der Fufswege. Siehe Textfig. 33 und 44 a.
10	Willemspoort, Amsterdam.	Strafse.	10,15	2	Vorderklappe 5,68; Hinterklappe 3,84.	8,0	—	Handbetrieb.	Erbaut 1877; 9 Hauptträger in 0,82 bis 1,40 m Abstand, stemmen sich gegen die Achse.
11	Guineastrafse, Bristol.	Zwei Gleise und Strafse.	10,0	1	Vorderklappe 14,3.	12,81	—	Hand- u. Dampfbetrieb.	Erbaut vor etwa 20 Jahren.
12	Lee-Brücke, Cork.	Strafse.	9,5	2	Vorderklappe 5,8; Hinterklappe 3,5.	4,2	—	Handbetrieb.	4 Blechträger auf Holzjochen, im Anschlufs an eine feste Holzbrücke.
13	Frederiksholmskanal, Kopenhagen.	Eisenbahn (12 t Achslast, 1,57 Radstand) und Strafse (5 t Achslast, 500 kg pro qm Fufsweglast).	9,4	2	Ganze Trägerlänge 12,55; Vorderflügel 6,0.	Strafsen-Fahrbahn 5,0; Eisenbahn 3,15; Fufsweg 1,56.	—	Handbetrieb. Ein Mann an jeder Klappe öffnet in einer Minute	Zwei Hauptträger in 7,2 m Abstand. Siehe T. II, F. 4 a bis 4 f.
14	Börsenkanal, Kopenhagen.	Eisenbahn und Strafse.	9,4	2	Ganze Trägerlänge 12,87; Vorderflügel 8,5; frei herausragende Vorderflügellängen 7,55 und 4,10.	Strafsen-Fahrbahn 5,0; Eisenbahn 3,15; Fufsweg 1,56.	Gegengewicht . . . 36,5	Handbetrieb (Öffnen 2,5 Min.) oder Wasserdruck (3,3 Atm.). Auf jeder Seite 75,8 cm langer, 42 cm weiter Druckcylinder. Kolbenstangenverlängerung als Zahnstange.	Erbaut 1881; Brücke schief, 26½° gegen Strom. Zwei Hauptträger mit Querträgern und Konsolen, ähnlich T. II, F. 4.
15	Shannon-Brücke, Drumsna.	Eisenbahn.	9,15	1	Vorderklappe 11,29; Hinterklappe 6,71.	4,96	Gegengewicht . . . 15,25	Handbetrieb.	Fahrbahntafel winddurchlässig. 1878 aus einer Rollbrücke durch Price umgebaut. Siehe T. II, F. 7.
16	Katharinenburg, Utrecht.	Strafse.	9,0	2	Achsenabstand 10,82; Hinterklappe 3,0.	8,0	—	Handbetrieb.	Erbaut 1877; 9 Hauptträger in 0,82 bis 1.40 m Abstand, stemmen sich gegen die Achse.
17	Deva-Brücke, Spanien.	Strafse.	9,0	2	Vorderklappe 5,75; Hinterklappe 2,50.	5,0	Jede Klappe enthält 6,9 Eisen; 8,0 Holz.	Handbetrieb.	6 Träger in 1,65 m Abstand.
18	Schleuse des Nivernais-Kanals.	Strafse.	5,2	1	Vorderklappe 5,9; Hinterklappe 3,0.	2,5	Schweifseisen 4,85; Gufseisen 7,00.	Bewegt durch das Wärtergewicht (§ 25).	Siehe T. II, F. 11 a und 11 b, sowie Textfig. 40.
19	Forchheimer Thor, Koblenz.	Eisenbahn.	3,14	1	Vorderklappe 5,24; Hinterklappe 2,81.	Eingleisig.	Klappe . . . . . . 5,894; Gegengewicht . . . 5,911	Handbetrieb.	2 Blechträger in 1,65 m Abstand.
20	Festungsgraben, Köln.	Eisenbahn.	2,6	1	Ganze Trägerlänge 4,86.	Eingleisig.	—	Handbetrieb.	1859 erbaut Siehe T. II, F. 9 a bis 9 d.

Schliefslich mag hier noch auf den zur Ausführung bestimmten Entwurf für die Themse-Brücke beim Tower in London hingewiesen werden. (Eine Abbildung befindet sich auf T. II der 1. Abteilung dieses Bandes unseres Handbuches, Fig. 11.) Innerhalb der Hochwasserweite sind zwei Pfeiler von 12 m Breite vorgesehen, zwischen denen eine durch eine zweiklappige Brücke überdeckte Öffnung von 60 m Lichtweite für den Durchgang der Seeschiffe frei bleibt. Die Breite der Brückenbahn beträgt 15 m, die Höhe der Konstruktionsunterkante 8,85 m über Hochwasser. Zum Öffnen der Klappen soll Wasserdruck dienen, ebenso auch zur Bedienung der beiderseitigen Personenaufzüge in den Pfeilern, wodurch es möglich wird, dafs Fufsgänger, bei geöffneter Brücke, sich auf die Höhe eines oberen, die Türme verbindenden Steges heben lassen, um in einer Höhe von 38 m über Wasser ihren Weg fortzusetzen und in dem anderen Turme wieder auf die Hauptbrücken-Planie niederzufahren.

Litteratur

(zugleich Quellennachweis)

Zug- und Klappbrücken betreffend.

Brücke über den Landwehr-Kanal bei Berlin. Zeitschr. f. Bauw. 1852.

Davaine. Ponts levis. Ann. des ponts et chaussées. Série III, T. VIII, 2. Sem., S. 263.

Doppelte Hebelbrücke. Civ. eng. and arch. journ. 1854, S. 352.

Weishaupt. Portalklappen-Vorrichtung an der grofsen Oderbrücke bei Schwedt. Zeitschr. f. Bauw. 1857, S. 206.

Storm Buysing en van Oordt. Over ijzeren Ophaal-bruggen. Verhand. v. het kon. Inst. van Ing. 1858, S. 22.

Brücke mit Zugklappen. Zeitschr. f. Bauhandwerk. 1860. Beilage, S. 24.

Manger. Brücken-Anzüge (Klappbrücken). Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1860, S. 263.

Klappbrücke über die Deva in Spanien. Nouv. ann. de la constr. 1867, S. 106.

Klappbrücke über den Festungsgraben in Köln. Erweiterungsbauten der Rheinischen Eisenbahn von Hartwig. 1867.

Den nye Knippelsbro til Christianhavn, selbständiges Werk, auch in Engng. 2. Sem. 1870 und in der Tijdschrift k. Inst. van Ing. 1878/9, S. 311.

Rolling and swing bridges. Artizan 1871, S. 51.

Mississippi-Brücke zu Keokuk, Jowa. Engng. 1871, I., S. 360. — Journ. of the Frankl. Inst. 1872, S. 249.

Cumberland-Brücke zu Nashville. Journ. of the Frankl. Inst. 1871, 2. Sem., S. 51.

Pequonnoc bridge bei Bridgeport. Engng. 1871, 1. Sem., S. 369.

Rofs-Brücke über den Barrow. Engng. 1871, 1. Sem., S. 229.

Housatonic-Brücke, New-York-New-Haven Eisenbahn. Engineer 1872, 1. Sem., S. 296.

Die alte Anglesea-Brücke zu Cork und die provisorische Brücke (eiserne Klappbrücke auf Holzjochen) beim Umbau der ersteren. Engng. 1880, I. S. 452. Mit Abb.

Naumann. Die neue Honig-Brücke in Königsberg i. Pr. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 392 u. 399. Mit Abb.

de Mas. Pont oscillant à l'écluse des dames (Canal Nivernais). Ann. des ponts et chaussées 1883, II. S. 595. Mit Abb.

Die Klappbrücke zu Amsterdam, zur Verbindung der Stadt mit dem neuen Handelskai. Mitteilung von C. Winde. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 18. Mit Abb.

C. Winde. Klappbrücke bei Rotterdam. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 482. Mit Abb.

Sympher. Bewegliche Brücken in Holland. Zeitschr. f. Bauw. 1883, S. 542. Mit Abb.

Barry's Entwurf für die neue Themsebrücke bei Little-Tower-Hill, London. Engineer 1884, II. S. 326. Mit Abb.

Die neue Themsebrücke beim Tower in London. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 595. Mit Abb.

Die Hohe Brücke in Königsberg i. Pr. Eine technische Studienreise nach West- und Ostpreufsen von Fr. Gerlach und Genossen. Berlin 1884, S. 69. Mit Abb.

van de Poll. De bouw van de bruggen voor het havenspoor te Kopenhagen (Brug over het Frederiksholmskanaal en over het Beurskanaal) door C. K. Öllgaard nach der Teknisk Tidsskrift 1881—82 bearbeitet. Tijdschrift van het k. Inst. van Ingenieurs 1885/6, S. 344 und Taf. 25—28.

A. W. Mees. Ausführliche Abhandlung über Klappbrücken in: Waterbouwkunde door Henket, Dr. Schols en Telders. Afd. XIV (Bruggen). Derde Deel, 1. Aflevering, 1886.

Klappbrücke in der Charlotten-Brücke über die Havel in Spandau. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1887, S. 487.

K. Kinzer. Reisebericht. Eiserne Klappbrücke zu Königsberg i. Pr. (Umgebaute Köttelbrücke.) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, S. 127 u. Taf. XVIII—XX.

E. Drehbrücken.

I. Allgemeine Beschreibung der Drehbrücken.

§ 27. Konstruktionsprinzip. Gleicharmige und ungleicharmige, einteilige und zweiteilige Drehbrücken. Die Bewegung der Brückenbahn erfolgt bei den Drehbrücken um eine lotrechte Achse. Je nachdem letztere mit der Brückenmitte zusammenfällt oder nicht, unterscheidet man gleicharmige Drehbrücken (T. III, F. 1, 3—9) und ungleicharmige Drehbrücken (T. III, F. 15, 17, 20, 23 und T. IV, F. 5). Bei den gleicharmigen lagert der Drehzapfen gewöhnlich auf einem Pfeiler in der Mitte des Fahrwassers und es werden bei geöffneter Brücke zwei Durchlafsöffnungen frei gegeben, was besonders bei lebhaftem Wasserverkehr von Wichtigkeit sein kann. Es leuchtet ein, dafs gleicharmige Drehbrücken im allgemeinen leichter als die ungleicharmigen ausfallen müssen, da bei den ersteren das Eigengewicht sich ausbalanciert, während bei letzteren besondere Gegengewichte erforderlich sind, die oft an ziemlich kurzen Hebelarmen wirken. So hat z. B. die South-Brücke zu Hull zwei Arme von 37,2 und 14,3 m, während nun das Gewicht der Brücke 300 t beträgt, wiegt das Gegengewicht nicht weniger als 500 t. Auch wirkt der Wind auf die ungleicharmigen Drehbrücken ungünstiger und es kann das hierbei erzeugte Drehmoment sogar zum Öffnen einer nicht verriegelten Brücke genügen. Andererseits verursacht der Mittelpfeiler der gleicharmigen Drehbrücken eine Verengung der Wasserstrafse. Daher diese Anordnung meist bei Flufsbrücken, seltener bei Drehbrücken über Kanäle.

Bei den ungleicharmigen Drehbrücken befindet sich der Drehzapfen gewöhnlich auf einem Widerlager. Ist die Lichtweite zu grofs, so teilt man dieselbe in zwei Teile, indem man zweiteilige Drehbrücken anordnet (T. III, F. 14^a, 19). Letztere Konstruktion kann auch durch örtliche Verhältnisse bedingt werden (z. B. beschränkter Platz auf den Widerlagern, um die ausgeschwenkte Brücke unterzubringen, ferner sehr grofses erforderliches Gegengewicht bei kurz zu haltendem Hinterflügel). Dieselbe hat jedoch den wesentlichen Nachteil, dafs es schwer ist, eine gehörig feste Unterstützung an der Zusammenstofsstelle der Flügel zu schaffen, da Riegel u. dergl. nur ungenügend den Zusammenhang der Träger ersetzen. Man hat daher, um ein Kippen der Brücke zu verhindern, den Hinterflügel von unten gegen Maueranschläge sich anlehnen lassen (T. III, F. 14^a bei *d*), oder denselben mit lösbaren Verankerungen versehen (Brücke in Brest), oder endlich den Hinterarm schwer genug gemacht, um beim Befahren der Brücke genügendes Gegengewicht zu liefern (nördliche Erweiterung der Mersey-Harbour-Estate in Liverpool). Eisenbahndrehbrücken werden einteilig, ohne oder mit Centralpfeiler konstruiert. Letztere Anordnung empfiehlt sich auch bei sehr lebhaftem Strafsenverkehr über die Brücke, da diese beim Zudrehen nicht rückwärts geschwenkt zu werden braucht, sondern in derselben Richtung wie beim Öffnen gedreht werden kann.

§ 28. Anordnung des Grundrisses. Axiale und inaxiale Stellung des Drehzapfens. Hinzufügung des zweiten Gleises. Der Drehzapfen ist entweder in der Brückenachse (T. III, F. 10^a, 15^b, 22^a; T. IV, F. 1^b, 3, 6^b), oder seltener seitlich derselben (T. III, F. 24) angeordnet. Letztere Konstruktion gestattet, den Zapfen näher an den Rand des Ufermauerwerks zu lagern, wodurch bei gleicher Flügellänge an Durchfahrtsweite gewonnen wird. Andererseits wird bei dieser Anordnung das Brückengewicht aufser vom Zapfen *c* zum grofsen Teile von den Laufrädern *b* und besonders *a*

getragen und es mufs daher beim Drehen die Zapfenreibung der letzteren überwunden werden.

Der Abschlufs des beweglichen Überbaues im Grundrifs erfolgt mittels vom Drehzapfen aus beschriebener Kreisbögen, denen die anschliefsende Mauerbegrenzung entweder konzentrisch oder besser derart excentrisch ist, dafs die Fuge zwischen Mauer und Brücke beim Öffnen der letzteren sich vergröfsert, wodurch die Gefahr etwaigen Klemmens vermindert wird. Bei inaxialer Zapfenstellung kann der Vorderarm geradlinig abgeschnitten werden (T. III, F. 24).

Die nachträgliche Hinzufügung eines zweiten Gleises ist bei Drehbrücken wesentlich schwieriger als bei festen Brücken. Die Figuren 10[b] u. 22[b], T. III zeigen Beispiele hierfür. Bei der Peene-Brücke zu Anclam (F. 22[b]) befinden sich beide Drehachsen auf demselben Pfeiler in 2,2 bezw. 5,33 m Abstand von der Mauerkante. Der Abstand 5,33 m der beiden Gleisachsen war durch die anschliefsende feste Brücke bedingt. Während die Drehbrücke für Gleis I vom Zapfen *c* und den beiden Laufrädern *a* und *b* (vergl. F. 22[a]) getragen wird, ruht das Gewicht der Brücke II zum gröfsten Teil auf einem Rollkranzbogen *de* von 4,08 m Halbmesser. Die durch Kuppelstangen miteinander zu verbindenden Drehbrücken legen sich in geöffnetem Zustande parallel nebeneinander.

§ 29. Anordnung des Querschnittes. Gestatten es die Verhältnisse, die Träger unter die Bahn zu legen, so wird man letztere näher zusammenrücken und auch die Pfeiler niedriger halten können. Ferner ermöglicht diese Anordnung die Anbringung wirksamer Vertikalverbände.

Die Anzahl der Hauptträger bei zweigleisigen Eisenbahnbrücken wird entweder zu zwei (T. IV, F. 1[b]; T. V, F. 10) oder zu vier (T. IV, F. 6[b]; T. V, F. 1[a], 3[c]), seltener zu drei (T. III, F. 12) angenommen. Im allgemeinen führt die Wahl von 4 Hauptträgern bei kleinen Spannweiten, und von 2 Hauptträgern bei gröfseren Spannweiten zu dem geringsten Brückengewichte.

Ganz ähnliches gilt auch bei Strafsenbrücken, doch kann bei unter der Bahn liegenden Hauptträgern eine gröfsere Anzahl der letzteren zu einer einfacheren Brückenkonstruktion führen (T. III, F. 17[b]; T. V, F. 7[a]). Neuere Amsterdamer Brücken von 60 m Länge, 4,8 m breiter Fahrbahn und 7 bis 8 m zwischen Geländern haben 4 Hauptträger mit auf Konsolen ruhenden Fufswegen.

Drehbrücken für getrennten Eisenbahn- und Strafsenverkehr sind nur wenige ausgeführt. Beispiele: 1. Mississippi-Brücke zu Keokuk 114,7 m lang, 6,56 m Trägerabstand, Fahrbahn unten für ein Eisenbahn- und auf jeder Seite je ein Pferdebahngleis, Fufswege auf Konsolen; 2. Drehbrücke an dem Bassin national zu Marseille (T. III, F. 15[a] bis 15[c]), 62 m lang, 3 Hauptträger, ein Eisenbahngleis und eine 7 m breite Strafse, Fufswege auf Konsolen, Gesamtbreite 15,94 m; 3. Mississippi-Brücke von Rock-Island nach Davenport, 112,2 m lang, Eisenbahn unten, Strafse oben. Letztere Anordnung, welche man auch bei der 38,4 m langen Foyle-Brücke zu Londonderry findet, erscheint, wo die örtlichen Verhältnisse es gestatten, als die einfachste und am meisten ökonomische.

§ 30. Auflagerung der Drehbrücken auf dem Drehpfeiler. Brücken mit und ohne Rollkranz. In geschlossenem Zustande erhalten die Drehbrücken eine sichere Lage durch mindestens drei Stützpunkte für jeden Hauptträger, von denen je einer an

den beiden Trägerenden und einer (oder auch mehrere) in der Gegend des Drehzapfens sich befinden.[3]) Die mittlere Unterstützung wird in verschiedener Weise ausgeführt.

Von den neueren schmiedeisernen Drehbrücken ist eine sehr grofse Anzahl mit Rollkranz und einem entweder gar nicht oder nur teilweise tragenden Drehzapfen ausgeführt worden (ähnlich den älteren gufseisernen englischen Drehbrücken).

Fig. 52 *a*. *Drehbrücke zu Aigues Mortes.*
M. 1:150.

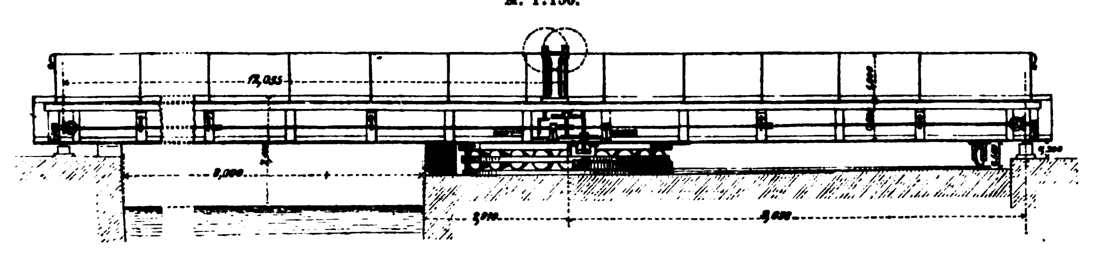
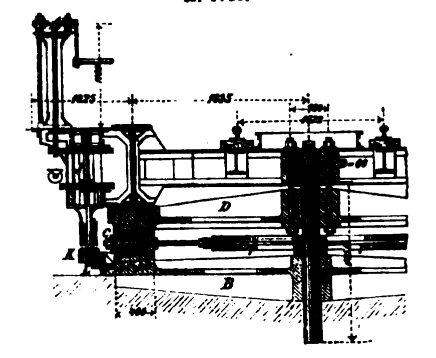


Fig. 52 *b*. *Drehbrücke zu Aigues Mortes.*
M. 1:80.



Hierher gehören die meisten neueren Drehbrücken Englands und Frankreichs (T. III, F. 1, 2[a], 12; T. IV, F. 3, 6[b]; Textfig. 52 *a* u. 52 *b*), während Deutschland nur wenig neuere Beispiele für diese Konstruktion aufweist. Bei der Eisenbahn-Drehbrücke im Kriegshafen zu Pola ruht die Last der geöffneten Brücke auf einem Kugelkranze nach dem Patente von Weickum (siehe Textfig. 93 *a* bis 93 *d*).

Wenn auch der Rollkranz eine sichere und über eine gewisse Fläche verteilte Unterstützung der Brücke bietet, so ist doch andererseits nicht zu übersehen, dafs infolge von Senkungen der Rollbahn, sowie infolge der ungleichmäfsigen Abnutzung der Rollen, man nie auf ein gleichmäfsiges Arbeiten derselben wird rechnen können. Es ist daher erklärlich, dafs man nach einfacheren und statisch bestimmteren Unterstützungsweisen der Brücken gesucht hat, bei welchen aufserdem auch das Verhältnis zwischen den Hebelarmen der bewegenden Kraft einerseits und dem des Reibungswiderstandes andererseits sich günstiger gestaltet.

Anschliefsend an ältere, gufseiserne belgische und holländische Konstruktionen hat man zunächst auch bei schmiedeisernen Brücken den Rollkranz auf zwei grofse Laufräder *a* und *b* (T. III, F. 10[a]) reduziert, welche in Gemeinschaft mit dem Drehzapfen *c* das Gewicht der Brücke und der Betriebslast tragen. Es konnten jedoch in dieser Weise nur kleinere Brücken konstruiert werden, weil sonst die Zapfen und Achsen der Laufräder *a* und *b* aufserordentlich stark ausfallen und demnach auch die zur Überwindung der Zapfenreibung erforderliche Kraft zu grofs werden würde.

J. W. Schwedler hat daher die Laufräder *a* und *b* (T. III, F. 22[a]) hinter dem Drehzapfen *c*, also am kurzen Brückenarme, angebracht und das Gegengewicht am

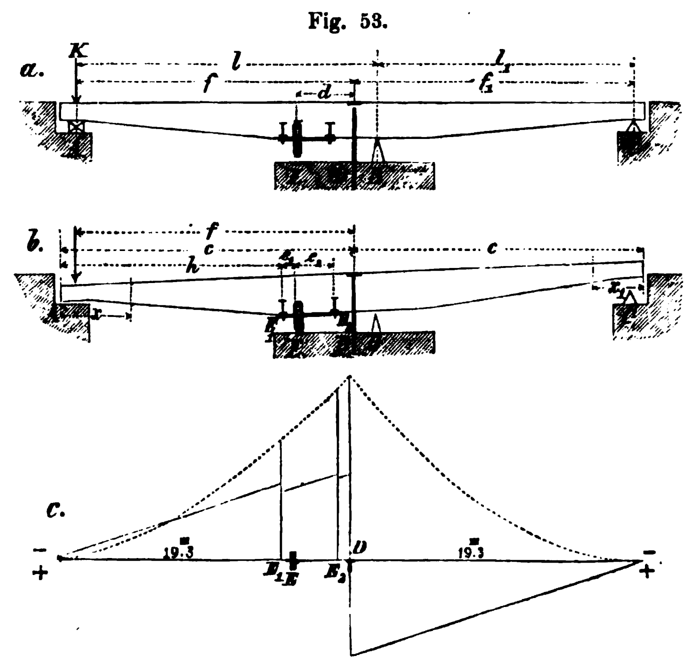
---

[3]) Eine Ausnahme bilden die in § 33, S. 67 beschriebenen Drehbrücken nach dem Patent von Proell und Scharowsky, bei welcher z. B. über zwei gleiche Felder $AB = BC = l$ sich erstreckenden Konstruktion das Eigengewicht der Brücke in der Hauptsache nur auf dem Mittelpfeiler gestützt wird, während die Endstützendrücke, mittels Anhebens des mittleren Stützpunktes B, beliebig klein gemacht werden können. Die Verkehrslast wird dagegen nur von den beiden Endstützen A und C getragen, weil der mittlere Stützpunkt B, infolge der getroffenen Anordnung, unter der Verkehrslast ausweicht, sodafs die Hauptträger in Bezug auf die zufällige Last nicht als kontinuierliche, sondern als einfache Balken über ein Feld $AC = 2l$ anzusehen sind.

Ende dieses Armes so bemessen, dafs von dem Gewichte der Brücke nur ein geringer Teil auf die Räder, der Hauptteil dagegen auf den Drehzapfen kommt. Ist die Brücke eingeschwenkt, so geschieht das Feststellen derselben durch Anheben des kurzen Schenkels bei *d* und *e*. Die Brücke kippt hierbei um den Drehzapfen *c* und legt sich in die Lager bei *f*, *g*, *h* und *i*, während die Laufräder *a* und *b* sich von dem Laufkranze abheben, somit vollständig entlastet werden.

Nach diesem Schwedler'schen Konstruktionsprinzip sind in neuerer Zeit eine gröfsere Anzahl Drehbrücken mit zwei gleich grofsen Durchfahrtsöffnungen und einem Drehpfeiler ausgeführt worden (T. III, F. 3). Jeder Hauptträger (Textfig. 53 *a*) hat dann in geschlossenem Zustande zwei Endauflager *A* und *C* auf den Endpfeilern und ein Mittelauflager *B* auf dem Drehpfeiler (vergl. T. IV, F. 1ª u. 1ᵉ), wobei die Spannweite *AB* gröfser als *BC* ist, sodafs das Mittelauflager nicht auf die Mitte des Drehpfeilers trifft. Von diesen drei Paar Auflagern sind *B* und *C* feste Unterlagsplatten, *A* dagegen bewegliche Auflager (T. IV, F. 1ᵍ bis 1ᵏ, 2ᵃ), die gesenkt oder beseitigt werden können, wenn die Brücke geöffnet werden soll. Das Gegengewicht *G* bewirkt, dafs der Schwerpunkt in der Nähe des Drehzapfens zwischen *D* und *A* liegt.

Fig. 53.



Will man also die Brücke öffnen, so senkt man das Auflager *A*. Es wird sich dann die Brücke zunächst auf den Drehzapfen *D* legen (Fig. 53 *b*) und bei weiterer Senkung sich von den Auflagern *B* und *C* abheben. Zu gleicher Zeit setzt sie sich mittels eines Rades *E*, welches in der Längsachse der Brücke angebracht ist (T. IV, F. 1ª, 1ᶜ, 2ᶠ) auf eine Laufschiene, sodafs nach vollendeter Senkung die Brücke in den Punkten *D* und *E* aufliegt. Gegen seitliche Schwankungen bei der Bewegung sind noch zwei Laufräder *F* (T. IV, F. 1ᵇ, 2ᶜ, 2ᵈ; T. III, F. 3) angebracht, deren Achsen normal zur Längsachse der Brücke stehen und diametral einander gegenüber liegen. Die Räder *F* laufen mit dem Stützrade *E* auf derselben kreisförmig gebogenen Laufschiene; da jedoch erstere nicht auch während des Betriebes der geschlossenen Brücke die Eigenschaft von festen Stützpunkten annehmen sollen, so sind diese Laufräder *F* durch Federn gegen die Hauptträger abgestützt, deren Spiel beginnt, wenn die Belastung der Räder eine gewisse Grenze überschreitet. Bei den neuesten Brücken sind die Federn weggelassen und die mit einer Höhen-Justierungsvorrichtung versehenen Laufräder mit einem kleinen Spielraume über dem Schienenlaufkranz montiert.

Die nach Schwedler ausgeführten Drehbrücken bei Königsberg, Stettin, Hämerten, Spandau, Dömitz, Harburg, Düsseldorf, Hohnstorf, Tilsit, über die Kahnfahrt an

der Berlin-Stettin-Bahn u. s. w. haben je 2 Lichtweiten von 12 bis 14 m. Die Drehpfeiler sind cylindrisch von 7,8 bis 8,0 m. Der Abstand des Lagers B vom Zapfen D beträgt 0,94 bis 1,0 m und der Abstand des Stützrades E von D ist $d = 3{,}5$ m angenommen. Das Gegengewicht K ist derart bemessen, dafs der Druck der sich drehenden Brücke auf das axiale Stützrad E ungefähr 5000 kg beträgt. Auf denselben Druckbetrag sind auch die Federapparate der beiden Laufräder F normiert.

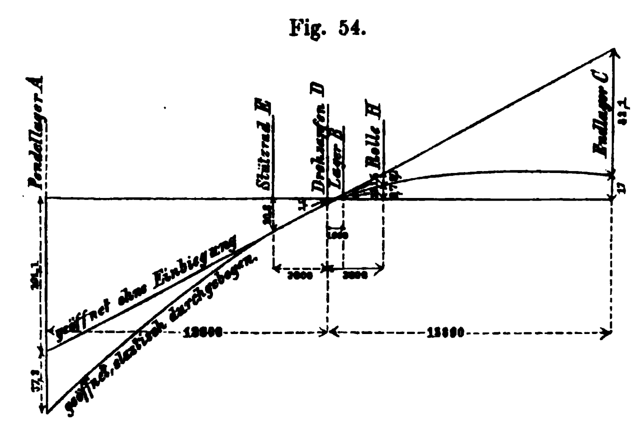
Um während des Ausschwenkens ein Überkippen des kürzeren Brückenarmes durch Winddruck zu verhüten, findet man diametral entgegengesetzt vom Stützrade E noch die Stützrolle H (T. IV, F. 1ᵃ) angebracht, die mit einem Spielraum über den Laufkranz läuft und beim Senken des kürzeren Armes in einen Einschnitt der Laufschiene fällt.

Zur Bestimmung der Höhenlage des Drehzapfens, der Auflager und sonstiger Teile bei der Montage dienen die Formeln in den §§ 24 und 25 des Anhanges, in welchen, falls K ein konzentriertes Gegengewicht ist, $kc = K$ und $c = o$ zu setzen ist.

Beispiel. Elbbrücke Hohnstorf (vergl. Textfig. 53): $f = f_1 = 18{,}8$ m; $l = 19{,}8$ m; $d = 3{,}6$ m; $K = 465$ kg; $g = 1300$ kg und $p = 5100$ kg pro lfd. m Träger. Mittlere Trägheitsmomente für cm: für AB: $i = 2\,161\,610$, für BC: $i_1 = 1\,745\,430$, für AD: $J = 2\,096\,500$, für DC: $J_1 = 1\,830\,360$. Hiernach ergeben die genannten Formeln folgende Resultate (vergl. Textfig. 54):

Bezeichnung der Querschnitte, für welche die Einbiegungen berechnet sind.	Die Brücke geschlossen, in A, B, C aufruhend. beide Öffnungen nur mit g belastet. y in mm	l mit $(g+p)$ und l_1 mit g belastet. y in mm	l_1 mit $(g+p)$ und l mit g belastet. y in mm	Die Brücke geöffnet, nur in D und E aufruhend. Belastung nur mit Eigengewicht. y in mm
Mittellinie der Pendelauflager A	—	—	—	37,2
Mittellinie des Stützrades E	1,4	12,1	—	—
Mittellinie der lotrechten Windewelle J (T. IV, F. 1ᵃ, 1ᶜ)	0,15	10,1	—	—
Mittellinie des Drehzapfens D	0,2	2,3	—	—
Mittellinie des Mittelauflagers B	—	—	—	1,5
Mittellinie der Stützrolle gegen Kippen H	0,2	—	6,0	8,0
Mittellinie der festen Auflager C	—	—	—	82,1

Fig. 54.



Diese Mafse sind wie folgt zu verwerten: Nimmt man die Oberkante des Schienenlaufkranzes für das Stützrad 20,6 mm und den höchsten Punkt des Drehzapfens 1,5 mm unter der Horizontalen durch das Mittellager B an, so bleibt nach vollendeter Senkung des Brückenendes A zwischen dem Brückenende C und dem dortigen festen Lager noch ein Spielraum von

$$\frac{(20{,}6 - 1{,}5)\ 18\,800}{3600} - 1{,}5 - 82{,}1 = 17 \text{ mm},$$

was zum Ausschwenken vollständig genügt.

Die Gesamtsenkung des Armes DA in A beträgt daher:

$$37{,}2 + 1{,}5 + \frac{(20{,}6 - 1{,}5)\ 18\,800}{3600} = 138{,}3 \text{ mm}.$$

Verlangt man, dafs hier noch ein Spielraum zwischen der Trägerunterkante und der Hebungsvorrichtung bei A im Betrage von z. B. 6,7 mm bleibe, so ist letztere Vorrichtung für den Gesamthub von 138,3 + 6,7 = 145 mm zu konstruieren.

Die Einbiegung der geschlossenen, aber unbelasteten Brücke an der Stützrad-Stelle E beträgt 1,4 mm. Es mufs daher das Stützrad E so montiert werden, dafs bei geschlossener Brücke zwischen Unterkante des Rades und Oberkante Laufschiene 20,6 — 1,4 = 19,2 mm Spielraum bleiben. Da unter

voller Belastung des Armes AB die Durchbiegung an der Stützrad-Stelle nur 12,1 mm beträgt, so wird keine Gefahr vorhanden sein, dafs das Rad E bei geschlossener Brücke einen Druck erhält.

Infolge der Senkung des Drehzapfens um 1,5 mm hebt sich die Brücke beim Senken des Armes AB um $\left[\frac{(20,6-1,5)\,1000}{3600} - 1,5\right] - 1,5 = 2,3$ mm vom Mittelauflager B ab, was ebenfalls zum Ausschwenken genügt. Da die geschlossene Brücke durch das Eigengewicht an der Drehzapfen-Stelle sich um 0,2 mm durchbiegt, so ist der Spielraum zwischen Zapfen und seiner Stahlpfanne = 1,5 — 0,2 = 1,3 mm zu machen. Es wird freilich hierbei der Zapfen auch einen Teil der Betriebslast zu tragen haben, da bei Vollbelastung die Brücke sich hier um 2,3 mm durchbiegt. Doch ist dieser Druck wesentlich kleiner als derjenige, welchen der Zapfen bei ausgeschwenkter Brücke zu erleiden hat.

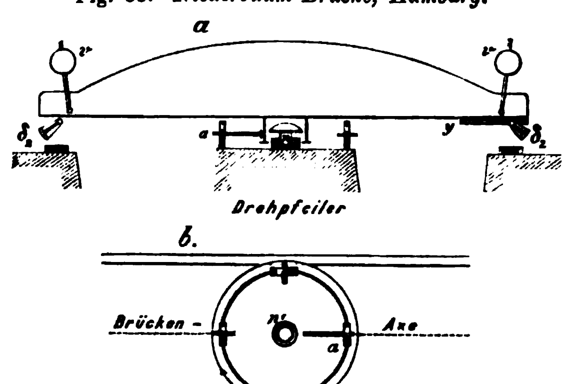
Die Sicherheitsrolle H mag beim Aufschwenken der Brücke mit 3,0 mm Spielraum über dem Schienenlaufkranz laufen. Die Höhe, um welche die Brücke beim Senken des Armes AD an der Rollenstelle abgehoben wird, beträgt 9,7 mm gegen die Horizontale. Unter voller Belastung von BC beträgt dagegen die Einsenkung der geschlossenen Brücke 6,0 mm gegen die Horizontale. Nimmt man als Spielraum zwischen Schienenlaufkranz und Sicherheitsrolle bei der gröfsten Brückeneinbiegung 4,3 mm an, so bestimmt sich das Mafs, um welches der Schienenkopf des Laufkranzes für das Einsinken der Rolle H eingeschnitten werden mufs, zu 6,0 + 9,7 + 4,3 — 3,0 = 17 mm.

Bei Drehbrücken, welche den Wasserlauf schief schneiden und bei denen die Auflager an den Ecken eines Parallelogrammes liegen, empfiehlt Schwedler die Anwendung von zwei nebeneinander anzuordnenden Stützrädern E, welche beim Senken des Endes A sich gleichzeitig auf den Laufschienenkranz aufsetzen und dadurch die sonst bei nur einem Stützrade eintretende Torsion der Brücke verhindern. — Werden drei Stützräder $c_1\,c_2\,c_3$ (T. III, F. 15[b]) angebracht, so müssen dieselben, um sich gleichzeitig abzuheben, auf zwei verschiedenen Laufschienen sich bewegen, da die Verbindungslinie $c_1\,c_2\,c_3$ eine senkrecht auf die Brückenachse stehende Gerade sein mufs.

Bei den neueren niederländischen Drehbrücken ist das Prinzip der Lastübertragung auf den Drehzapfen noch strenger durchgeführt, insofern hier die ganze Brückenlast nur auf dem Zapfen hängt und die etwa vorhandenen Rollen nur ein seitliches Kippen der Brücke zu verhindern haben. Diese Rollen, der Zahl nach meist vier, sind an den Haupt-, Quer- oder besonderen Zwischenträgern befestigt und laufen mit Spielraum auf einem am Drehpfeiler befindlichen Schienenkranze. Zweckmäfsiger ist es jedenfalls die Rollen federnd zu lagern, wie z. B. bei der zweigleisigen, gleicharmigen 53,6 m langen Brücke über den Königshafen, Rotterdam (T. V, F. 6), da hierdurch ein sanfterer Gang der Brücke erzielt wird.

Auch die 37 m lange, von Hauptträger zu Hauptträger 7,27 m breite, 300 t schwere Niederbaum-Strafsendrehbrücke in Hamburg stützt sich in geöffnetem Zustande in der Hauptsache auf den Drehzapfen. Von den vorhandenen vier Stützrädern ruht nur das eine a (Textfig. 55) in festen Lagern, während die Verbindung der Lager der drei übrigen Laufräder mit dem Brückenkörper durch Federn vermittelt wird, welche mit 7 t gespannt sind.

Fig. 55. *Niederbaum-Brücke, Hamburg.*

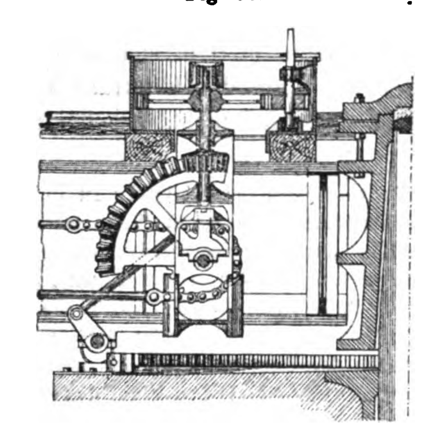


Es leuchtet ein, dafs bei zweigleisigen und bei breiten Strafsenbrücken eine seitliche Belastung der Brücke den Drehzapfen sehr stark auf Biegung beanspruchen wird. Man findet daher bei den holländischen Brücken, aufser den schon erwähnten, nur gegen das Kippen

beim Aus- und Einschwenken dienenden Rollen, noch besondere, feste Stützlager unter den Mitten der Hauptträger angebracht. Diese Stützlager bestehen entweder in fest gelagerten Rollen, wie z. B. bei der erwähnten Rotterdamer Drehbrücke (T. V, F. 2) oder in besonderen Lagerplatten, wie bei der Oosterdoksluis-Brücke, Amsterdam, und der Nordseekanal-Brücke, Zaandam (T. V, F. 1ª u. 1ᶜ). Bei diesen zwei letzteren zweigleisigen, gleicharmigen, gegen 50 m langen Brücken sind übrigens nur zwei solche Lager und gar keine weiteren Stützrollen vorhanden. Wenn nun auch diese Stützlager mit feinen Höhenjustierungs-Vorrichtungen versehen und mit möglichster Genauigkeit montiert werden, so können dieselben — da ein kleiner Spielraum zwischen Brücke und Lager doch gelassen werden muſs — den Drehzapfen nicht vollständig von der biegenden Wirkung der einseitigen Belastung befreien.

Man hat daher auch in Holland bewegliche Stützen an dem Drehpfeiler angeordnet, welche sich vor dem Ausschwenken der Brücke umlegen oder zurückziehen und beim Schlieſsen wieder einstellen lassen. Diese Stützen werden von der Bahn aus regiert (T. IV, F. 4ª; Textfig. 56). Eine ähnliche Vorrichtung findet man bei der Drehbrücke des Rappersweiler Seedammes. Die beweglichen Stützplatten unter den Mitten der Hauptträger berühren die Auflagerplatten bei geschlossener unbelasteter Brücke ohne Druck, nehmen jedoch die Mehrbelastung durch die zufällige Last auf. Beim Öffnen und Schlieſsen der Brücke werden sie um 5 mm durch schiefe Ebenen und Hebelvorrichtungen gesenkt bezw. gehoben.


Fig. 56.



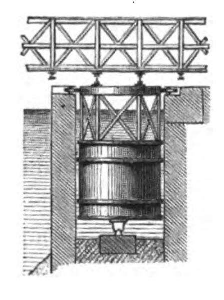
Bei eingleisigen Eisenbahnbrücken ist selbstverständlich wegen der stets centralen Belastung eine seitliche Unterstützung von geringerem Belang. Man findet daher derartige Brücken ganz ähnlich wie Krahne an dem Drehzapfen hängend. Die von Buresch in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874 beschriebene Huntebrücke (T. III, F. 20ª bis 20ᶜ) von 18 m Gesamtlänge besitzt weder Laufkranz noch Laufräder, sondern ruht lediglich auf dem zuckerhutähnlichen Drehzapfen, gegen dessen unteren Umfang sich zur Verminderung der bis 0,4 m betragenden Schwankungen zwei Laufrollen *a a* lehnen. Der kurze Arm ist so beschwert, daſs im offenen Zustande das freie Ende der Brücke hoch steht. *u* und *v* sind Keilmechanismen (ganz ähnlich den weiter unten beschriebenen und auf T. V, F. 12ᵈ abgebildeten der Georgsfehnkanal-Brücke), von denen der eine zum Anheben des kurzen Endes und der andere als Stützpunkt der eingeschwenkten Brücke dient. Auch bei dem von Lüders in Wien 1873 ausgestellt gewesenen Projekte der Lümfjord-Brücke, Aalborg-Nore Sundby (T. III, F. 21) ruht die Brücke am Drehpfeiler nur auf dem 7,5 m tief gelagerten Zapfen, welcher oben von Reibungsrollen umringt ist. Diese Lösung eignet sich besonders für Fahrbahn unten. Bei allen solchen Konstruktionen mit verhältnismäſsig langem, eingemauerten Zapfen (T. III, F. 21; T. V, F. 1ª, 7ª) kann ein ungleichmäſsiges Nachgeben des Drehpfeiler-Fundamentes die Beweglichkeit der Brücke wesentlich erschweren.

Wir wenden uns zu den neueren amerikanischen Drehbrücken. Bei den meisten derselben (Phoenixville Bridge Works, Keystone Bridge Comp.) sucht man die Last im wesentlichen durch einen Mittelzapfen zu stützen, bringt aber nichts destoweniger auch einen Rollkranz an, welcher entweder mit Spielraum von

einigen Millimetern montiert wird oder einen gewissen Teil der Belastung ständig übernimmt. Zu diesem Zwecke ruht die Brücke zunächst auf einem ringförmigen Träger (Trommel) *a*, welcher als oberer Laufring auf dem Laufkranze aufliegt (T. V, F. 9, 10). Durch die mit Längenregulierungs-Vorrichtungen versehene radiale Zugstange *a* oder Druckstange *b* kann eine Verteilung der Last zwischen dem Drehzapfen und dem Rollkranze erzielt werden. Auf ein genau bestimmtes Verhältnis darf freilich hierbei nicht gerechnet werden. (Vergl. auch T. VI, F. 2ᵃ bis 2ᵉ.)

Im Gegensatze zu den genannten Brückenbau-Anstalten lassen die Baltimore Bridge Co., die Detroit Bridge Co. u. a. die ganze Last vom Rollkranze tragen, sodafs der Drehzapfen nur zur Führung dient. In dem Album der Delaware Bridge Co. findet man beide Konstruktionen vertreten, nur benutzt dieselbe bei Brücken mit starker Zapfenbelastung keinen Rollkranz, sondern gröfsere Laufräder (T. III, F. 13). — Während die meisten englischen Drehbrücken auf Rollkränzen laufen, sind in neuerer Zeit von Armstrong & Co. einige Brücken ausgeführt worden, deren Stützung hauptsächlich vom Drehzapfen erfolgt. So werden bei der 1876 erbauten, 1200 t schweren Tyne-Brücke in New-Castle 1100 t von dem als hydraulischer Kolben konstruierten, sich also auf Wasser drehenden Zapfen getragen, während die übrigen 100 t auf den Rollkranz kommen. Hierbei bleibt der Zapfen immer in gleicher Höhe und wird nicht, wie bei den in § 32 beschriebenen Brücken gehoben.

Fig. 57. *Drehbrücke mit Wasserauftrieb, nach Price, in Dublin.* M. 1:260.



Endlich mögen hier noch die von Price in den Spencer-Docks zu Dublin erbauten Strafsen-Drehbrücken mit einer Durchfahrt von 8,5 m Weite erwähnt werden (Textfig. 57), deren eiserner Überbau mittels eiserner Säulen von einer in einer Cisterne schwimmenden und seitlich geführten, hohlen, wasserdichten Tonne getragen wird. Im Mittelpunkte des unteren Bodens der cylindrischen Tonne befindet sich der in ein entsprechendes Lager am Cisternenboden eingreifende Stützzapfen. Da jedoch der hydrostatische Auftrieb der Tonne 95 t und das Eigengewicht der Brücke nur 100 t beträgt, so kommen nur 5 t als Druck auf den Stützzapfen.

Diese seit 1873 benutzten Brücken sollen sich bewährt haben. Der Erfinder macht auf die Billigkeit und Leichtigkeit der Gründung für den Drehzapfen aufmerksam, für welchen oft nur ein Schraubenpfahl genügen mag. Andererseits sind freilich die Wirkungen der Verkehrsstöfse und der Einflufs des Frostes zu bedenken.

Bei zweiteiligen Drehbrücken wird jede der beiden Brückenhälften gewöhnlich aufser durch den Drehzapfen noch durch Rollen an den Hinterenden gestützt. Um den Drehzapfen bei geschlossener Brücke von dem Drucke der Verkehrslast möglichst zu entlasten, befinden sich in der Nähe der Widerlagerkanten entsprechende Zwischenlager für die Hauptträger.

Ein interessantes, hierher gehöriges Beispiel zeigt die Drehbrücke in Barrow-in-Furness (T. IV, F. 5ᵃ bis 5ᶜ),[4]) deren zwei für sich drehbare Flügel von je 116 t eine lichte Durchfahrt von 24,4 m überbrücken. Die Stützung jedes der 17 + 9,8 = 26,8 m langen Flügel erfolgt auf dem Drehzapfen mittels Federn. Bei unbelasteter Brücke ruht das ganze Gewicht auf dem Drehzapfen und den am hinteren Ende angebrachten Rollen. Wenn jedoch die 9,44 m breite Eisenbahn- und Strafsenbrücke befahren wird, so biegen sich die Federn durch und die Hauptträger setzen sich auf die in etwa 3,8 m von dem Drehzapfen nach der Durchfahrtsöffnung zu gelegenen Lager.

§ 31. Freimachung der Brücke vor dem Aufdrehen. Heben und Senken der Trägerenden. Ist die geöffnete Brücke wieder eingeschwenkt worden, so können

[4]) Fig. 5ᵃ ist im Mafsstab 1:200, Fig. 5ᵇ und 5ᶜ sind im Mafsstab 1:100 gezeichnet. Die auf der Tafel gemachten Angaben sind hiernach zu berichtigen.

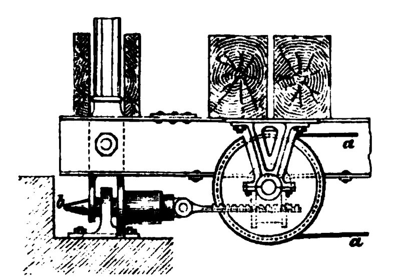


die infolge der Eigenlast der Brücke elastisch durchgebogenen Trägerenden in verschiedener Weise gelagert werden:

1. Bei amerikanischen Straſsenbrücken mit sehr lebhaftem Straſsen- und Wasserverkehr läſst man oft, um an Zeit zu sparen, die Trägerenden beim Einschwenken einfach mit einem Spielraum von 1 bis 2 mm auf Rollen auflaufen. Es leuchtet jedoch ein, daſs solche Brücken von Verkehrsstöſsen sehr zu leiden haben.

2. Bei älteren amerikanischen Straſsenbrücken sind die Enden der kontinuierlichen Hauptträger zwar nicht gehoben, aber doch in der durchgebogenen Stellung fest durch Keile, Excenter oder dergl. unterstützt. Da jedoch auch hierbei, wenn nur ein Arm von der Verkehrslast bedeckt ist, das Ende des unbelasteten Armes sich von seiner Stütze abhebt, um bei weiter vorrückender Belastung sich wieder zu senken, so hat man auch in dieser Stützkonstruktion nicht die nötige Solidität und Betriebssicherheit zu erkennen vermocht (man denke an zwei entgegengesetzt fahrende Eisenbahnzüge auf zweigleisigen Brücken).

Fig. 58. *Verriegelung der Drehbrücke zu Providence, N. A.* M. 1:48.



3. Bei der Point-Street-Brücke in Providence der Baltimore Bridge Co. (Textfig. 58) sind die eingeschwenkten Trägerenden in ihrer durchgebogenen Stellung festgeriegelt, sodaſs ein Abheben unmöglich ist.

4. Bei den meisten Brücken werden die Hauptträgerenden nach dem Einschwenken gehoben, wobei man der Berechnung gewöhnlich die Voraussetzung zu Grunde legt, daſs die ganze durch das Eigengewicht erzeugte Durchbiegung weggenommen wird. Um jedoch sicher zu sein, daſs bei keiner Verkehrslastverteilung ein negativer Stützendruck entstehen kann, genügt meist schon ein Teil jener totalen Hebung, was mit Bezug auf Zeit- und Arbeitsersparnis von Wichtigkeit ist. Die American Bridge Co. z. B. nimmt ungefähr $\frac{2}{8}$ der durch das Eigengewicht erzeugten Durchbiegung weg, was für Brücken mit zwei gleichen Feldern von über 15 m genügt. (Näheres über hier einschlagende Rechnungen siehe §§ 56—59.) Es ist jedoch zweckmäſsig, den Hebungsapparat derart zu bemessen, daſs sich erforderlichen Falls die ganze elastische Durchbiegung der Trägerenden wegnehmen läſst.

Selbstverständlich muſs bei Berechnung der kontinuierlichen Hauptträger auf die Höhenlage ihrer Stützpunkte besondere Rücksicht genommen werden (vergl. §§ 56—59). Ebenso ist in manchen Fällen auf eine ungleichmäſsige Erwärmung der Brücke, besonders der beiden Gurte durch die Sonne (vergl. § 60) Bedacht zu nehmen, da Fälle bekannt sind, daſs infolge der durch einen wärmeren Obergurt bedingten Krümmung der Träger die Drehbrücken nicht auf- bezw. zugedreht werden konnten (41,8 m lange Brücke der Philadelphia Wilmington und Baltimore Eisenbahn; Missiessy-Brücke in Toulon). Als Schutz hiergegen empfiehlt sich Holzverkleidung des der Sonne ausgesetzten Gurtes.

Jedenfalls ist es bei Berechnung der Hauptträger erforderlich, die inneren Kräfte in denselben nicht nur für eine normale, sondern auch für eine gröſsere bezw. kleinere Hebung der Trägerenden zu bestimmen und von den so erhaltenen Resultaten die Maximalwerte dem Projekte zu Grunde zu legen.

5. Bekannt ist die Abhängigkeit der nach der Theorie der kontinuierlichen Träger erhaltenen Resultate nicht nur von der Höhenlage der Stützen, sondern auch von der Veränderlichkeit der Querschnitte, von der Gröſse des Elasticitätsmoduls, von der Montierung, wodurch den Rechnungsergebnissen bis zu einem gewissen Grade Unzuverlässig-

keit anhaftet. Von Herschel in Boston ist daher der Vorschlag gemacht worden, die Trägerauflager derart justierbar einzurichten, dafs man bestimmte, beliebig gewählte Stützendruckgröfsen mit Sicherheit erzeugen kann.[5]) Eine solche Konstruktion ist u. a. bei der Mississippi-Brücke zu Keokuk zu finden, wo die Trägerenden mit Hilfe hydraulischer Pressen gehoben werden, bevor die nur zur Stützung dienenden Keile darunter kommen. (Vergl. auch Eymer, *Over het stellen van doorgaande brugliggers.* Tijdschr. van het K. Inst. van Ing. 1875—76, S. 327.) Jedenfalls ist es zweckmäfsig, die Hebe- und die Stützvorrichtung nicht zu verschmelzen, da man sonst nicht immer auf die genaue Lage der Stützen rechnen könnte. Eine geringere Anstrengung seitens des Arbeiters bei Handbetrieb, eine Verunreinigung der Stützflächen und infolge dessen vermehrte Reibung würde leicht Unregelmäfsigkeiten in der Lage der Stützen nach sich ziehen.

Die Vorrichtungen zum Heben der Trägerenden findet man bei vielen gleicharmigen Drehbrücken an beiden Enden angebracht. Um hierbei an Bedienungspersonal zu sparen, ist es bei gröfseren Brücken zweckmäfsig, die Hebungsapparate an dem beweglichen Überbau selbst anzubringen und dieselben vom Drehpfeiler aus durch geeignete Transmission (bei neueren Brücken meist Wellen, s. Fig. 52[a], S. 53, oder auch Zugstangen (T. VI, F. 1[i]), bei hydraulischen Vorrichtungen Röhren) bewegen zu lassen.

Bei den Drehbrücken nach Schwedler ist der Hebungsapparat nur an dem schwereren Ende *A* (Textfig. 53, S. 54) erforderlich. Es ist einleuchtend, dafs, um die Hauptträger beim Schliefsen in den Zustand eines auf drei gleich hohen Stützen *A*, *B*, *C* gelagerten Balkens zu bringen, man das Ende *A* zunächst mit nur sehr geringer Kraftanstrengung so weit zu heben hat, bis das Ende *C* sein Lager berührt, dann aber noch eine Hebung vornehmen mufs, die doppelt so grofs wie jene ist, welche man zu bewerkstelligen hätte, wenn die Hebungsapparate in *A* und *C* angebracht wären und die Brücke auf dem Zapfen *D* balancierte.

Auch bei der 54,5 m langen Drehbrücke über den Königshafen, Rotterdam befindet sich die eigentliche Hebungsvorrichtung nur an dem einen Ende *A A* (T. V, F. 3[b]). Da jedoch hier beide Arme der Brücke gleich schwer sind, so bringt man das andere Ende *C C* der Brücke dadurch in die Höhe, dafs man dasselbe beim Zudrehen der Brücke mittels des entsprechend abgebogenen Untergurtes der letzten Querverbindung auf die Lagerrollen *a a* (T. V, F. 3[a] u. 3[c]) auflaufen läfst. In geschlossenem Zustande ruht die Brücke auf den Stützzapfen *b b*, wobei die Rollen *a a* entsprechende Vertiefungen in der Auflaufplatte finden. Ähnlich ist auch die Auflauf-Vorrichtung bei der 51,5 m langen zweigleisigen Drehbrücke über die Zaan bei Zaandam und über den Noord-Hollandsch Kanal bei Purmerend (s. Litteratur). Doch befinden sich hier die Laufrollen an den Hauptträgerenden des beweglichen Überbaues, während die entsprechende Laufschiene an dem Endpfeiler angebracht ist. An den Stellen, wo die Laufrollen bei eingeschwenkter Brücke auf der Laufschiene stehen, ist letztere mit versenkbaren Stücken versehen, die durch Hebel mit Gegengewichten nach oben gegen die Laufrollen gedrückt werden.

Ungleicharmige Brücken erhalten meist nur an einem Ende den Hebungsmechanismus (T. III, F. 20[c], 22[a]).

§ 32. Drehbrücken mit beweglichem Drehzapfen. Anstatt die Brücke vor dem Aufdrehen durch Senken der Endstützen frei zu machen, hat man auch das ent-

[5]) Das Abwägen der Auflagerdrücke kontinuierlicher Balken ist nach Bender's Bemerkung in dem Journ. of the Amer. Soc. of civ. eng. von Sternberg am Karlsruher Polytechnikum schon 1867 vorgetragen worden.



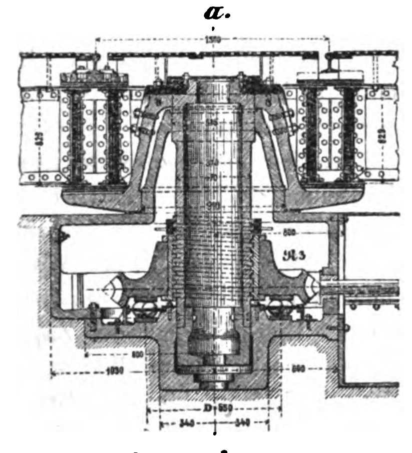
gegengesetzte Hilfsmittel angewandt und den **Drehzapfen als Mittelstütze zum Heben eingerichtet.** Die erforderliche mechanische Arbeit ist zwar im letzteren Falle wesentlich gröfser, da die Stützendrücke sich verhalten wie: $B:(A+C)=\frac{5}{8}:2.\frac{3}{16}$, doch bietet die Anordnung eines beweglichen Stützzapfens auch mancherlei Vorteile.

Ein Beispiel zeigt die Canal grande-Brücke in Triest (Ing. v. Mauser 1857, s. T. III, F. 17ᵃ u. 17ᵇ), welche sich durch Einfachheit der Konstruktion und besonders der Bedienung auszeichnet. Gesamtgewicht 48,7 t, wovon 18,4 t Schmiedeisen. Die Schraubengänge des 0,4 m starken Drehzapfens *a* greifen in die Mutter *b* ein, welche vom Pfeiler aus mittels des Vorgeleges *c* gedreht werden kann. Hierbei hebt sich der Zapfen mit der Brücke, ohne sich zu drehen, so lange, bis der Reibungswiderstand an den Endstützen *A* und *C* kleiner als der in den Zapfenschraubengängen geworden ist. Die fortgesetzte Drehung des Vorgeleges bewirkt ein Schwenken der Brücke um 90°, worauf letztere anstöfst und durch ferneres Drehen am Vorgelege noch um so viel gehoben werden mufs, dafs beim Zurückdrehen die Trägerenden mit nötigem Spielraum über ihren festen Lagern anlangen. Nach Schlufs der Brücke bewirkt ein fortgesetztes Rückdrehen die vollständige Senkung auf die Auflager und Entlastung des Drehzapfens.

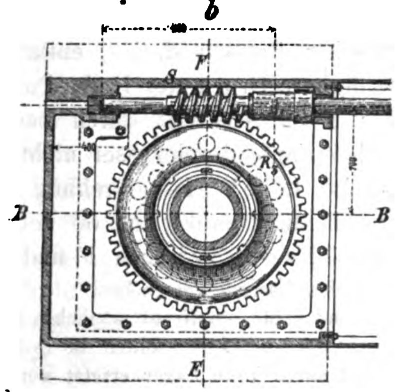
Diese Anordnung hat sich gut bewährt, doch hielt man es mit Rücksicht auf die Mauersetzungen, welche infolge örtlicher Verhältnisse mehrfach vorkamen, nachträglich für ratsam, den Hebe- und den Drehmechanismus voneinander zu trennen. Es geschah dies durch Anbringung eines wagrechten Zahnkranzes an die Hauptträger der Brücke, in welchen ein ebenfalls von der Welle *c* getriebenes Zahnradvorgelege eingriff. Eine bewegliche Kuppelung auf der Welle *c* gestattet abwechselnd das Hebe- und das Drehvorgelege in Thätigkeit zu setzen.

Fig. 59.
Brücke über den Canal grande, Triest. Lotrecht beweglicher Drehzapfen mit Kugelkranz. M. 1:48.

a.



b



In neuester Zeit ist diese Brücke umgebaut worden, sodafs sie nicht nur für Strafsen- und Pferdebahn-, sondern auch für gewöhnlichen Eisenbahnverkehr dient. Infolge der Verstärkungen ist das Gewicht des Eisens von 48,7 t auf 114 t gestiegen. Beistehende Figuren zeigen den nunmehrigen Querschnitt. Hierbei ist man auf das ursprüngliche Prinzip der durch ein und dasselbe Vorgelege zu bewirkenden Hebung und Senkung der Brücke zurückgekommen. Um aber die gleitende Reibung zwischen dem Schneckenrade R_s und der Fundamentplatte des gufseisernen Kastens durch rollende Reibung zu ersetzen, ist nach dem System Weickum eine Stützung auf einen Kugelkranz zur Anwendung gekommen. Die Abmessungen des Stützzapfens, welcher jetzt, bei gehobener Brücke, 119 t zu tragen hat, konnte unverändert gelassen werden. Dagegen mufste die auf dem Zapfen ruhende Führungsglocke entsprechend verstärkt werden.

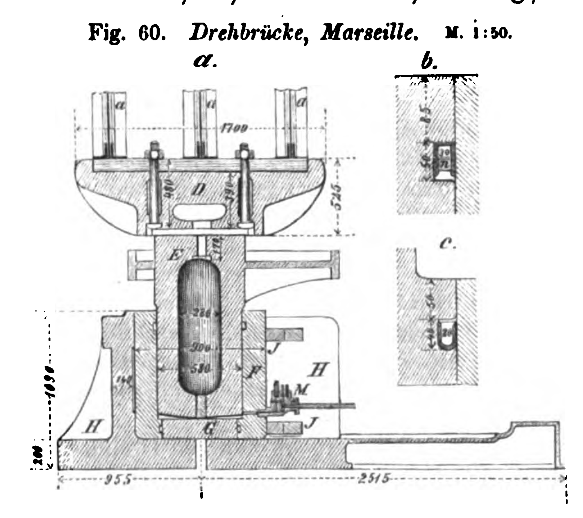
Mehrfach findet man an neueren Drehbrücken **hydraulischen Druck sowohl zum Heben als auch zum Drehen** der Brücke angewandt. Derartige Brücken sind seit den sechziger Jahren von Armstrong eingeführt (Regent Canal-Brücke 450 t, Zapfen 1,47 m Durchmesser, Druck 56,24 kg pro qcm; Millwalldocks-Brücke 500 t; Brücke im Woolwicher Arsenal 410 t). Die 1874 erbaute zweigleisige Viktoria-Brücke zu Leith hat Arme von 44,8 und 20,4 m Länge bei 36,6 m Lichtweite. Gesamtbreite 11,9 m. Gesamtgewicht 620 t, Gegengewicht 240 t. Die

Brücke ruht mittels kastenförmiger Querträger auf einer Gufsplatte von 2,1 m im Quadrat, mit einem unteren kugelabschnittförmigen, kurzen Zapfen, dessen Lager von dem 0,35 m dicken Kolben einer hydraulischen Presse getragen wird. Das kurze Ende der Brücke ruht mit nur geringem Drucke auf zwei Laufrädern von 76,2 cm Durchmesser.

Die Brücke für zwei Eisenbahngleise und Strafse am Bassin Joliette, Marseille, von 42,9 m Länge, 21,3 m Lichtweite und 8 m Breite dient für unbemastete Schiffe als Klapp-, für bemastete als Drehbrücke (T. III, F. 23). In ersterem Falle wird dieselbe mittels des 2 m langen, 0,85 m starken Zapfens derart um 0,9 m gehoben, dafs eine Planieneigung von 68 mm pro m entsteht. In letzterem Falle erfolgt vor dem Drehen eine Hebung des Zapfens von nur 0,2 m, wobei sich der kurze Brückenarm auf zwei hintere, gewöhnlich entlastete Laufrollen mit einem Druck von je 5 t auflegt. Der Normaldruck des den Dock-Akkumulatoren entnommenen Wassers beträgt 52 Atm. Das Ein- und Ableiten des Druckwassers zum Drehzapfen, sowie zu denjenigen Pressen, welche durch Vermittelung von Ketten und eines an der Brücke befestigten, horizontalen Kettenrades die Drehung der Brücke bewirken, besorgt ein Wärter. Gewicht der Brücke 300 t (145 t Schmiedeisen), wovon 260 t vom Zapfen gehoben werden. Übrigens ist es fraglich, ob eine derartige Anordnung wirklich vorteilhaft gegenüber einer gewöhnlichen Drehbrücke ist. Bei Anwendung der neueren hydraulischen Bewegungsvorrichtungen wird die Zeit zum Drehen der Brücke nicht viel länger als die zum Heben und Senken erforderliche ausfallen. Andererseits spart man durch das Wegfallen des komplizierteren Mechanismus.

Eine noch gröfsere hydraulische Drehbrücke ist die an dem Bassin national, Marseille (T. III, F. 15ᵃ bis 15ᶜ; Textfig. 60*a* bis 60*c*) für Eisenbahn- und Strafsenverkehr. Vorderarm 38,4 m, Hinterarm 23,6 m lang; 3 Hauptträger. Gesamtgewicht 750 t. Der kastenförmige Hauptquerträger *a* ruht auf dem 58 cm starken Zapfen *E* (Textfig. 60*a*), welcher mittels des Stückes *r* durch die Reibungsrollen *i i* (T. III, F. 15ᵃ und 15ᵇ) geleitet, sich in dem schmiedeisernen Cylinder *F* von 16 mm Wandstärke bewegt und die Brücke um 15 cm heben kann. Hierbei erhält der Zapfen 685 t, jede der drei Laufrollen $c_1\, c_2\, c_3$ je 5 t Druck. Bei geschlossener Brücke werden letztere Rollen durch Anheben des kurzen Brückenendes mittels kleiner hydraulischer Pressen $d_1\, d_2\, d_3$ entlastet. Der verfügbare Druck der Hafen-Pumpanlage von 52 Atm. ist durch besonderen Apparat auf 270 Atm. erhöht, um den erforderlichen Zapfendurchmesser nicht zu grofs zu erhalten. (Vergl. dagegen oben Viktoria-Brücke, Leith). Die Drehung der Brücke wird ebenfalls durch Wasserdruck bewirkt. Die Textfiguren 60ᵇ und 60ᶜ zeigen die Dichtungen zwischen dem Drehzapfen *E* und Cylinder *F*, sowie zwischen *F* und *G*.

Fig. 60. *Drehbrücke, Marseille.* M. 1:50.



Der Erbauer dieser Brücke, Barret, macht selbst folgende Verbesserungsvorschläge.

Die Stützrollen $c_1\, c_2\, c_3$ (T. III, F. 15ᵇ) sollten weggelassen und dafür ein Kranz möglichst hoch am Drehzapfen angreifender Führungsrollen *i i* (Textfig. 61) angebracht werden. Ebenso sollten die hydraulischen Lagerstühle $d_1\, d_2\, d_3$ (T. III, F. 15ᵇ) in Wegfall kommen und durch feste Lager ersetzt werden. Dementsprechend sollte die Kopffläche des Drehzapfens nicht wie die ausgeführte (wegen des erforderlichen

Fig. 61.
Verbesserte Führung des hydraulischen Drehzapfens, nach Barret.



Kippens der Brücke) zeltdachförmig, sondern eben sein, sodafs die Brücke lotrecht und parallel zu sich selbst gehoben werden könnte. Die Hebung könnte dann so weit getrieben werden, dafs am Ufer gar keine Nische für die ausgeschwenkte Brücke ausgespart zu werden brauchte. Auch würde es, nach Barret, zweckmäfsiger sein, den Durchmesser des Zapfens von 0,58 m auf 1,50 m zu vergröfsern, um das unter 52 Atmosphären stehende Druckwasser der Docks unmittelbar zu benutzen. Man würde eben die besondere Druckvorrichtung für die Wasserleitung der Brücke ersparen und die Stützfläche des Tragzapfens siebenmal so grofs als sie jetzt ausgeführt worden ist, erhalten.

Bei der Raritan Bay-Drehbrücke bei Amboy, New-Jersey (450 t) erfolgt die Hebung der Brücke um 10 cm, vor der Drehung, nicht durch den Drehzapfen selbst, sondern durch vier auf dem Drehpfeiler unter den vier Vertikalen der Hauptträger stehende hydraulische Pressen. Diese Anordnung macht das Kippen der Brücke beim Heben unnötig.

Um mit einem Drucke von 5 bis 7 Atmosphären, wie ihn die Stadtwasserleitung bietet, auszukommen, ist bei der 47 m langen Eisenbahndrehbrücke in Drontheim (T. VI, F. 4ª bis 4ᶜ) eine Hebelübersetzung zur Anwendung gekommen. Die mit dem eisernen Überbau fest verbundene und nach unten sich erstreckende Drehsäule *a* (T. VI, F. 4ᶜ und 4ᵉ) endigt unten in eine umgekehrte Pfanne. Letztere ruht lose auf dem Zapfen *c*, welcher im Ruhezustande die Brücke nicht trägt. Die Drehsäule ist nahe dem oberen und unteren Ende in je einem Halslager geführt. Beim Anheben des Drehzapfens wird die Brücke von allen vier Auflagerplatten an den Endpfeilern, sowie von den Unterlagsplatten unter dem Kranzträger am Drehpfeiler abgehoben und das ganze Gewicht lastet nunmehr auf dem Drehzapfen.

Um das erwähnte Heben des Drehzapfens *a* zu ermöglichen, ist derselbe mit einem Gelenke auf etwa $\frac{1}{14}$ der Länge des um ein festes Lager schwingenden Hebels *c* (F. 4ᶜ) befestigt. Am freien Ende des aus einem Mauerschlitze *d* (F. 4ᵉ) des Drehpfeilers herausragenden (bei Hochwasser überschwemmten) Hebels ist eine lose Rolle *f* (F. 4ᶜ) angebracht, um welche die Kette *g* läuft. Das eine der beiden aufsteigenden Enden dieser Kette ist bei *h* am Drehpfeiler befestigt. Das andere läuft über die feste Rolle *i* und endigt in die Kolbenstange des Wasserdruckkolbens *k*, der sich in dem wagrecht liegenden Wasserdruckcylinder verschieben kann. Durch Anlassen des Wassers in den Cylinder *l*, sowie durch Ablassen desselben aus letzterem, kann die Brücke bis 5 cm (gewöhnlich nur 2 cm) gehoben oder gesenkt werden.

Ist die Brücke in der beschriebenen Art gehoben und mittels der in F. 4ᵇ dargestellten, aus Kettentrommel samt Kette und den beiden Wasserdruckcylindern *m n* bestehenden Vorrichtung aufgeschwenkt, so läfst man das Wasser aus dem Cylinder *l* wieder ablaufen und die Brücke findet alsdann ihre Unterstützung lediglich auf den erwähnten Auflagerplatten, welche sich auf dem Drehpfeiler befinden. Die beiden Cylinder *m* und *n* sind auf einem wagrechten Eisengerippe gelagert, das seitwärts auf einem Holzunterbau ruht, welches in der Stromrichtung neben dem Pfeiler steht (F. 4ᵇ u. 4ᵈ).

Während bei den beschriebenen Brücken entweder Vorder- und Hinterarm gleich schwer ausgeführt sind oder der hintere Arm das Übergewicht hat, sodafs in letzterem Falle, beim Heben des Zapfens, die an dem Hinterende der Brücke angebrachten Laufrollen sich auf einen entsprechenden Laufkranz aufsetzen, findet man bei manchen älteren Brücken in den Docks zu London, Liverpool, Glasgow, Birkenhead u. a. a. O. eine der zuletzt erwähnten entgegengesetzte Anordnung. So ist

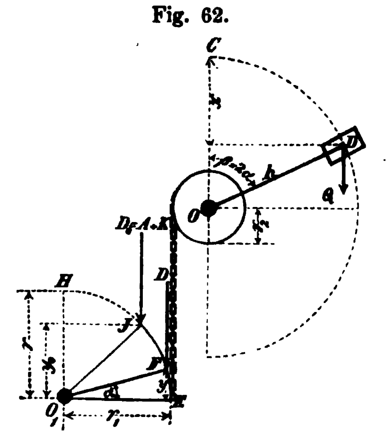
z. B. bei der mit einer Durchlaſsöffnung von 21,4 m versehenen, 42,8 m langen, 420 t schweren Drehbrücke in den Morpeth Docks zu Birkenhead der Vorderarm schwerer. Beim Heben des Zapfens (durch hydraulische Kraft) wird der leichtere Hinterarm dadurch niedergehalten, daſs die an seinem Ende angebrachten Laufrollen sich von unten gegen einen am Widerlagsmauerwerk befestigten Laufkranz andrücken. Da die Brücke nahezu ausbalanciert ist und das Übergewicht des Vorderarmes nur ein geringes zu sein braucht, so bietet die Befestigung und Verankerung eines solchen nach oben gedrückten Laufkranzes keine groſsen Schwierigkeiten.

§ 33. Vorrichtungen zur Arbeitsverminderung beim Heben der Brücke vor bezw. nach dem Ausschwenken. J. W. Schwedler hat zuerst eine Vorrichtung angewandt, welche dazu dient, die beim Senken der Trägerenden vor dem Aufdrehen geleistete Arbeit aufzusammeln, um dieselbe wieder auszunutzen, wenn die Trägerenden nach dem Zudrehen bis zu ihrer normalen Höhe gehoben werden sollen. Zu diesem Zwecke ist der Hebemechanismus so eingerichtet, daſs der von demselben (ohne Eingreifen der Menschenkraft) in jedem Augenblicke gegen die zu hebende oder zu senkende Brücke ausgeübte Druck gerade zur Herstellung des Gleichgewichtes genügt. Es bleiben dann beim Heben oder Senken nur die Reibungswiderstände des Mechanismus zu überwinden übrig.

Die Figuren 1^g bis 1^k, T. IV zeigen die betreffende Vorrichtung an der Hohnstorfer Brücke. Es bedeuten π Pendellager auf gemeinschaftlicher Achse μ. Diese Pendel dienen gleichzeitig als Gegengewicht K (vergl. Textfig. 53, S. 54) und werden vor dem Ausschwenken der Brücke umgelegt, zu welchem Zwecke das Brückenende mit dem Hebezeuge etwas angehoben werden muſs. ν sind um σ drehbare Hebungsexcenter mit Reibungsrollen λ aus Stahl mit Guſsstahlbolzen x. Diese Excenter stehen mittels Ketten- oder Zahnradübersetzung mit den um O drehbaren Gegengewichten Q in Verbindung, und zwar beträgt das Übersetzungsverhältnis 1 : 2. Das Gegengewicht Q wird mittels der Räder $A_1\,A_2\,A_3$ durch die Kraft eines Arbeiters (15 kg) bewegt. Die Gegengewichte ω endlich an den Excentern dienen zum strafferen Anspannen der Zugketten, mittels welcher die Excenter bewegt werden, da das Drehmoment des Excentergewichts allein hierzu nicht ausreicht.

Zunächst ist zu beweisen, daſs diese Vorrichtung wirklich den oben ausgesprochenen Bedingungen genügt. Macht man $r_1 = 2\,r_2$ (Textfig. 62), so entspricht dem Drehungswinkel $E\,O_1\,F = \alpha$ des Excenters ein Drehungswinkel $C\,O\,D = \beta = 2\,\alpha$ des Gegengewichtes Q. Ist nun bei der Totalhebung y_0 der Druck auf das Excenter $= D_0$, so ist bei einer beliebigen Hebung y des Brückenendes der entsprechende Druck $D = D_0 \frac{y}{y_0}$ zu setzen, oder da $D_0 = A + K$ (vergl. Textfig. 53 a, S. 54) ist, $D = (A + K)\frac{y}{y_0}$. Für Gleichgewicht ist nun bekanntlich erforderlich, daſs nach dem Prinzip der virtuellen Arbeit $D\,d\,y = Q\,d\,x$ ist. Oder da $x = h - h\cos\beta$; $y = r\sin\alpha$; also $dx = h\sin\beta\,d\beta$; $dy = r\cos\alpha\,d\alpha$; so muſs sein:

Fig. 62.



$$(A + K)\frac{r\sin\alpha}{y_0}\,.\,r\cos\alpha\,.\,d\alpha = Q\,.\,h\sin\beta\,d\beta,$$

oder $$Q = \frac{(A + G)\,r^2}{4\,h\,y_0}\cdot\frac{\sin 2\,\alpha\,.\,d\,(2\,\alpha)}{\sin\beta\,.\,d\beta}.$$

Soll nun Q konstant bleiben, so mufs eben, wie geschehen ist, $\beta = 2\alpha$ gewählt werden. Es wird dann

$$Q = \frac{(A + K)\,r^2}{4\,h\,y_0} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad \text{a.}$$

Die erforderliche Hubhöhe des Excenters berechnet sich nach Gl. 102 und 105 des Anhanges. Setzt man der Einfachheit halber voraus, dafs das Gegengewicht K in A als Einzellast wirkt, so ist in jenen Gleichungen $kc = K$; $c = o$; ferner mit Bezug auf Textfig. 53a, S. 54 $a_1 = f - d$; $a_2 = d$ und $n = f$ zu setzen. Man erhält für die elastische Senkung δ_1 des Punktes A aus Gl. 102 für $x = o$:

$$EJ\delta_1 = \frac{gf}{8}\left[f^3 - \frac{d(6f^2 - 4df + d^2)}{3}\right] + \frac{Kf}{3}\,[f - d]^2 \quad \ldots\ldots \quad \text{b.}$$

und als elastische Senkung δ_2 des Punktes C nach Gl. 105 für $x_1 = o$:

$$EJ\delta_2 = \frac{gf_1}{8}\left[f_1^3 + \frac{d(6f^2 - 4df + d^2)}{3}\right] + \frac{Kf_1}{6}\,d\,[f - d] \quad \ldots\ldots \quad \text{c.}$$

Soll sich demnach das Ende C von seinem Lager abheben, so mufs das Trägerende A um mindestens

$$\frac{(\delta_2 + s)\,f}{f_1} + s + \delta_1 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad \text{d.}$$

gesenkt werden können, worin s das Mafs bedeutet, um welches der höchste Punkt des Drehzapfens D unter der Horizontalen durch das Mittelauflager B liegt.

Beispiel. Hohnstorfer Brücke: $f = f_1 = 18{,}8$ m; $d = 3{,}6$ m; $g = 1300$ kg f. d. lfd. m Träger; $K = 465$ kg; Mittelwert für AD: $J = 2\,096\,500$; Mittelwert für DC: $J_1 = 1\,830\,360$ für cm; $E = 1\,800\,000$ kg pro qcm. Hiernach aus Gl. b.: $\delta_1 = 37{,}2$ mm und aus Gl. c.: $\delta_2 = 82{,}1$ mm.

Da hier $s = 1{,}5$ mm angenommen worden ist, so folgt als erforderliche Gesamtsenkung von A aus Gl. d.: $82{,}1 + 1{,}5 + 37{,}2 = 138{,}3$ mm. Des nötigen Spielraumes halber hat man 145 mm angenommen.

Der Excenterhalbmesser r (Textfig. 62) mufs gröfser als die Gesamthebung y_0 angenommen werden, um die Pendel π (T. IV, F. 1[l]) ein- und ausschwenken zu können.

Beispiel. Hohnstorfer Brücke. Nach obigem ist $y_0 = 138{,}3$ mm. Dagegen ist $r = 148$ mm gemacht. Daher Drehungswinkel $E\,O_1\,J = max\,\alpha = arc\,sin\,\frac{138{,}3}{148} = 69^\circ\,15'$. Dagegen angenommen, dafs die Excenter bis $\alpha = 74^\circ$ gedreht werden. Dann beträgt der Spielraum zwischen π und ρ gegen 3 mm.

Die Bewegungsvorrichtung für das Hebezeug besteht in T. IV, F. 1[i] u. 1[k] aus dem Rädervorgelege $A_1 A_2 A_3$. Abweichend hiervon ist die Anordnung bei der Kahnfahrt-Brücke der Berlin-Stettiner Bahn (T. IV, F. 2[a]), bei welcher ein doppeltes Vorgelege mit Kurbel zur Anwendung gebracht worden ist, wodurch auf Kosten der Zeit der Kraftaufwand wesentlich gemindert wird. Dieser letztere Aufwand berechnet sich für die Kahnfahrt-Brücke (welche nach Zollmafs dimensioniert ist) wie folgt:

1. An der Betriebswelle O wirken: a. Gewicht der $3^1/_2''$ starken Welle $= 9{,}4$ Ctr; b. Gewicht der Kettenrollen und Ketten $= 5{,}3$ Ctr; c. die beiden Gegengewichte von je 5 Ctr $= 10$ Ctr; d. der Druck der Drehbrücke, der allmählich von 0 bis 360 Ctr steigt und den die Ketten aufnehmen müssen, demnach im Mittel: $\frac{1}{2}\,360 = 180$ Ctr. — Summe der Drücke a. bis d. $= 205$ Ctr; zugehöriger Reibungshalbmesser (Wellenhalbm.) $= 1{,}75''$.

2. An den Excentern wirkt der Druck von im Mittel: $\frac{1}{2}\,360 = 180$ Ctr; der zugehörige Reibungshalbmesser (Halbm. der Quadrantachse) $= 1{,}625''$.

3. Auf die beiden Reibungsrollen wirkt der Druck von $\frac{1}{2}\,360 = 180$ Ctr; Reibungshalbmesser (der Rollenachse) $= 1{,}375''$.

Wird der Reibungskoeffizient zu 0,1 angenommen, so folgt das Reibungsmoment zu 1.:

$0{,}1 \,.\, 205 \,.\, 1{,}75 =$ . . . . 35,9 Ctrzoll

Desgl. zu 2. reduziert auf die Betriebswelle (da $r_1 = 10''$; $r_2 = 5''$ ist):

$0{,}1 \,.\, 180 \,.\, 1{,}625 \,.\, \frac{1{,}625}{10} \,.\, \frac{5}{1{,}75} =$ . . . . 12,9 „

Desgl. zu 3. reduziert auf die Betriebswelle (da Halbmesser der Reibungsrollen = 4″ ist):

$0{,}1 \,.\, 180 \,.\, 1{,}375 \,.\, \frac{1{,}375}{4} \,.\, \frac{4}{10} \,.\, \frac{1{,}625}{10} \,.\, \frac{5}{1{,}75} =$ . . . . 1,6 „

Zusammen rund . . 50 Ctr.

Da nun der Halbmesser der Betriebswelle $O = 1{,}75''$ und der der Zahnräder A_1, A_2, A_3, A_4 bezw. 30,62″; 8,59″; 19,89″; 5,18″; ferner der Kurbelhalbmesser = 12″ beträgt, so ergiebt sich als die an der Kurbel im Mittel erforderliche Kraft:

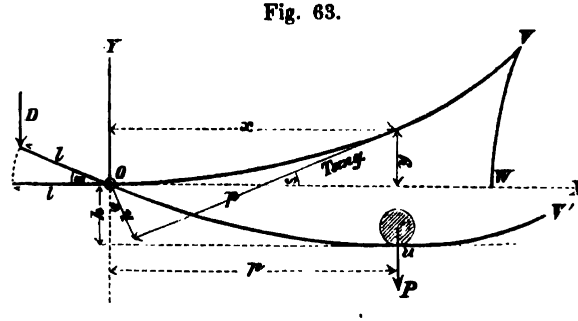
$$50 \,.\, \frac{1{,}75}{30{,}62} \,.\, \frac{8{,}59}{19{,}89} \,.\, \frac{5{,}18}{12} = 0{,}54 \text{ Ctr.}$$

Diese Kraft ist bequem durch zwei Mann auszuüben.

Dauert eine Kurbelumdrehung 4 Sekunden, so ist zur Abwickelung des Getriebes auf dem ausgeführten halben Zahnkranze A_1 eine Zeit von $\frac{1}{2} \,.\, 4 \,.\, \frac{19{,}89}{5{,}18} \,.\, \frac{30{,}62}{8{,}59} = 26$ Sek. erforderlich.

Für Drehbrücken, welche vor dem Aufdrehen durch Heben am Mittelzapfen frei gemacht werden, hat van Hasselt eine Vorrichtung zur Arbeitsersparnis in Vorschlag gebracht. Wie T. III, F. 11 zeigt, besteht diese Vorrichtung darin, daſs der Drehzapfen Z, auf welchem die Brücke hängt, durch Vermittelung des Querstückes m von den kurzen Enden zweier ungleicharmigen Hebel getragen wird, während auf den langen Hebelsarmen rollende Gegengewichte in jedem Augenblicke das Gleichgewicht herstellen. Damit letzteres wirklich stattfindet, müssen die langen Hebelarme nach besonderen Kurven gekrümmt sein, in deren jeweilig tiefstem Punkte die Gegengewichte sich einzustellen suchen werden.

Fig. 63.



Bezeichnet man den vom Zapfen auf einen Hebel ausgeübten Druck mit D, so kann (Textfig. 63) $D = D_0 + C \,.\, l \sin\omega$ gesetzt werden, wobei D_0 der Anfangswert von D_0 und C eine Konstante ist. Nun hat man für beliebige Stellung OU, nach der Momentengleichung

$$D \,.\, l \cos\omega = Pp \quad \text{oder}$$

$$(D_0 + C l \sin\omega)\, l \cos\omega = Pp$$

und nach dem Prinzip der virtuellen Arbeit: $D \,.\, l \cos\omega \,.\, d\omega = P dh$ oder nach Einsetzung von D und Integration: $D_0 l \sin\omega + \frac{C}{2} l^2 \sin^2\omega = Ph$. Aus diesen beiden Gleichungen bestimmen sich p und h und man hat dann

$$x = h \sin\omega + p \cos\omega = \frac{2 D_0 l + C l^2 \sin\omega\,(1 + \cos^2\omega)}{2P}, \quad \ldots\ldots\ldots \quad \text{e.}$$

$$y = p \sin\omega - h \cos\omega = \frac{C l^2 \sin^2\omega \cos\omega}{2P}, \quad \ldots\ldots\ldots \quad \text{f.}$$

$$\text{Krümmungshalbmesser } \rho = \frac{C l^2}{2P}\,(2 - 3 \sin^2\omega) \quad \ldots\ldots\ldots \quad \text{g.}$$

Unter Voraussetzung $D_0 = o$ erhält man z. B. folgende zusammengehörigen Werte:

$\omega =$	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°	
$x =$	0,000	0,340	0,644	0,875	1,020	1,083	1,083	1,050	1,014	1,000	$. \frac{Cl^2}{2P}$,
$y =$	0,000	0,030	0,110	0,216	0,315	0,377	0,375	0,302	0,163	0,000	$. \frac{Cl^2}{2P}$.

Für $\omega = 54° 45'$ ist $\rho = o$, die Kurve OVW hat hier bei V einen Rückkehrpunkt. In obigem sind übrigens die Gewichte der Hebel selbst nicht berücksichtigt.

Das gleichmäſsige Auseinanderschieben der Gegengewichte, wobei nur passive Widerstände zu überwinden sind, bewirkt van Hasselt durch Zahnstangen, welche durch

von der Bahn aus zu bewegende Zahnräder verschoben werden. Diese Zahnstangen sind mit den Gegengewichten durch Kuppelstangen verbunden. Bei dem Schwenken der Brücke müssen die erwähnten Zahnräder aus den Zahnstangen ausgelöst werden.

Eine interessante Drehbrücken-Konstruktion mit ausbalanciertem Eigengewicht und nicht kontinuierlichen Hauptträgern, nach dem Patent von Dr. Proell und Scharowsky, zeigt T. III, F. 16. Vom ganzen Eigengewicht der Drehbrücke ruht nur ein beliebig kleiner Teil, etwa ein Paar Tonnen, auf den festen Auflagern der Brückenenden, alles andere ruht mittels zweier starken Querträger und eines schmiedeisernen Ringes auf dem oberen Laufkranze *b*. Die 10 Laufrollen *a* erhalten einen ebenso grofsen Gegendruck durch den unteren Laufkranz *c* und die ungleicharmigen Hebel *f* von den Gewichten *g*, die centrisch um die sternförmige Säule *i* gruppiert sind und in dieser ihre Führung haben. Jede auf die Brücke kommende Verkehrslast verteilt sich nur auf die Endauflager, der erzeugten Durchbiegung der Brücke steht am Drehpfeiler kein Hindernis entgegen. An den Zwischenträgern *n* ist das Gufsstück *m* befestigt, das die Mutter der Schraube *l* enthält. Beim Drehen der Schraube *l* stützt sich dieselbe gegen die Säule *h*, welche die Fortsetzung von *i* ist. Der Druck auf den Drehpfeiler wird dadurch vergröfsert und in gleichem Mafse der auf die Auflager der Enden vermindert. Sobald der Gesamtdruck gröfser wird als das Brückengewicht, hebt sich die Brücke, man hat also nur ein beliebig geringes Gewicht zu heben, da fast das ganze Gewicht ausbalanciert ist. Damit die Achsen der Laufrollen an den Hebungen und Senkungen der Brücke teilnehmen können, sind sie in einem an der Säule *h* vertikal verschiebbaren und um dieselbe drehbaren Gufsstücke *d* gelagert, das lose auf einem Ringe sitzt, der durch die drei Arme *e* fest mit dem unteren Laufkranze *c* verbunden ist. Die ganze Vorrichtung ist von dem gufseisernen Pfeiler *k* umhüllt, auf welchen die Hebel *f* gelagert sind, durch welche das Gewicht der Brücke übertragen wird. Die Drehung der Brücke geschieht in gewöhnlicher Weise mittels des Zahnkranzes *q* und des Vorgeleges *p* durch die Welle *o*, auf welche ein Schlüssel aufgesetzt wird. Eine Sicherheitsvorrichtung bewirkt, dafs die Schraube *l* nach dem Schliefsen der Brücke stets genügend weit zurückgedreht werden mufs, damit auch bei der gröfsten, unter Einwirkung der Verkehrslast erzeugten Durchbiegung der Brücke, die Schraube nicht zum Aufsitzen auf die Säule *h* kommt, sondern die Verkehrslast vollständig auf die Endauflager der Brücke übertragen wird.

Auch bei Drehbrücken, deren Zapfen vor der Drehung hydraulisch gehoben werden, benutzt man arbeitsparende Vorrichtungen. Zu diesem Zwecke wird z. B. die untere Druckfläche des Kolbens (Drehzapfens) entsprechend dem Brückengewichte plus den passiven Widerständen, dagegen die obere ringförmige Druckfläche nur entsprechend dem doppelten Betrage der Reibungswiderstände gemacht. Die untere gröfsere Fläche steht immer mit einem Akkumulator, die obere kleinere abwechselnd mit der Ablafsöffnung oder mit dem Akkumulator in Verbindung. Im ersten Falle wirkt nur der untere Druck und die Brücke steigt; im zweiten Falle vermehrt der obere Wasserdruck die Wirkung des Brückengewichtes und treibt das Wasser in den Akkumulator zurück. Bei der Joliette-Brücke, Marseille (T. III, F. 23) haben die untere bezw. obere Druckfläche 850 und 750 mm Durchmesser. Man spart hier gegen 80 % Druckwasser.

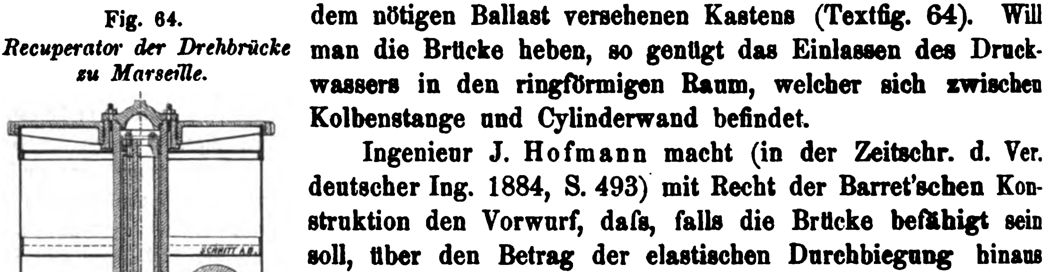
So hat Barret in dem an der Marseiller Drehbrücke (T. III, F. 15^a bis 15^c) anstofsenden Maschinenhause einen besonderen Apparat aufgestellt, den er „Recuperator“ nennt. Derselbe besteht aus einem stehenden Cylinder, welcher durch eine Röhre mit dem hydraulischen Drehzapfen der Brücke verbunden ist. In dem erwähnten Cylinder bewegt sich, durch Vermittelung von Wasserdruck, ein lotrechter Kolben, an dessen Kopfe ein lotrecht geführter eiserner Kasten befestigt ist. Das Gewicht dieses Kastens samt dem Kolben ist so grofs, dafs die Brücke bei ihrer Senkung noch hinreichend Kraft besitzt, um den Kolben an das obere Ende seines Hubes zu bringen.

Andererseits ist der Kasten nicht schwer genug, um die Brücke zu heben, indem sich zu dem Brückengewichte noch die Summe aller Reibungen hinzufügt; es mufs also noch eine Ergänzungskraft angewandt werden, welche man einfach dadurch erhält, dafs

man Druckwasser der Akkumulatoren **oberhalb** des den Kasten stützenden Recuperator-Kolbens eindringen läfst; handelt es sich darum, die Brücke zu senken, so genügt es, dieses Druckwasser abfliefsen zu lassen, das Gewicht der Brücke überwiegt und der Recuperator-Kolben kommt wieder an das obere Ende seines lotrechten Cylinders zu stehen. (Man hat es also hier mit einer hydrostatischen Wage zu thun.)

Dies ist das Prinzip des Apparates. In Wirklichkeit ist, der leichteren Zugänglichkeit wegen, die Kolbenstange fest gemacht und der Cylinder trägt die Last des mit dem nötigen Ballast versehenen Kastens (Textfig. 64). Will man die Brücke heben, so genügt das Einlassen des Druckwassers in den ringförmigen Raum, welcher sich zwischen Kolbenstange und Cylinderwand befindet.

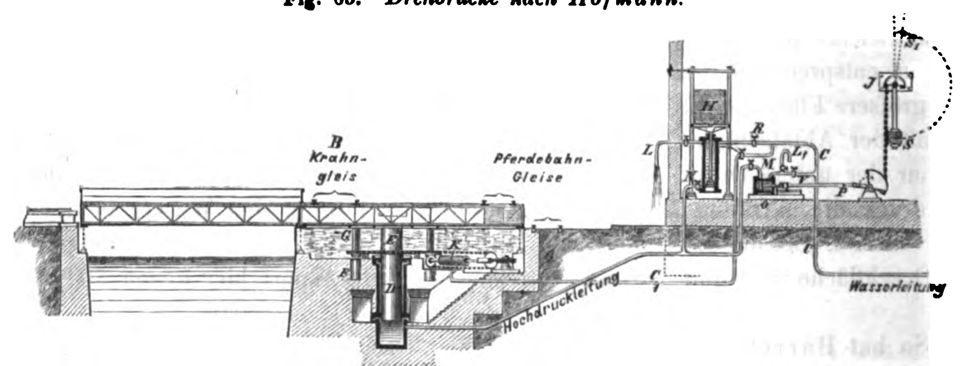
Fig. 64.
Recuperator der Drehbrücke zu Marseille.



Ingenieur J. **Hofmann** macht (in der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1884, S. 493) mit Recht der Barret'schen Konstruktion den Vorwurf, dafs, falls die Brücke befähigt sein soll, über den Betrag der elastischen Durchbiegung hinaus noch etwas gehoben zu werden, dann entweder der Akkumulator für die ganze Arbeit unwirksam bleibt, welche aufzuwenden ist, um die Brücke aus ihrer Verkehrsstellung in die Stellung überzuführen, bei welcher der Druck auf sämtliche feste Auflager gleich Null wird, oder es wird der Verbrauch an hochgespanntem Druckwasser sehr grofs.

Um diesen Übelständen abzuhelfen, macht **Hofmann** den Vorschlag, den Barret'schen Recuperator und den bereits oben beschriebenen Schwedler'schen Akkumulator (Textfig. 62) gemeinschaftlich anzuwenden, wie dies in der Textfig. 65 dargestellt ist.

Fig. 65. *Drehbrücke nach Hofmann.*



Der Drehzapfen D, der hier in seiner höchsten Stellung gezeichnet ist, führt sich unten in einer ausgefütterten Fortsetzung des Prefscylinders und oben in einem durch Lenker gehaltenen Ringe. Die Kettenscheibe E bleibt immer in gleicher Höhe auf Rollen F liegen und steht mit der Brücke durch cylindrische Mitnehmer G in Verbindung.

Vom Drehzapfen führt ein Rohr nach dem Akkumulator-Hause. Ein Zweig dieses Rohres steht mit dem Barret'schen Recuperator H, ein anderer mit dem Schwedler'schen Akkumulator J in Verbindung.

Man denke sich nun, die Brücke sei mit Hilfe des Apparates KK eingeschwenkt, das entsprechende Rohr C_1 der Wasserleitung C sei abgesperrt und die Brücke soll auf ihre festen Lager niedergelassen werden. Dann wird der Hahn R geschlossen und gleichzeitig das Ablaufrohr L geöffnet. Wenn nun die Abmessungen der beiden Cylinder und das Gewicht H so gewählt sind, dafs die Brücke gerade unter Überwindung der Reibungswiderstände niedersinken kann, so wird das Gewicht H so lange in die Höhe gehen, bis die **Brücke sich auf die Lager aufzusetzen beginnt.**

Bringt man an der Kolbenstange des Recuperators H nun irgend ein Auslösungswerkzeug an, welches in dem vorgeschriebenen Augenblicke die Hähne M und L_1 öffnet, während es die Hähne N, V und L schliefst, so wird das noch unter dem Drehzapfen befindliche Wasser so lange in den Cylinder O strömen und den Kolben dieses Cylinders zurückschieben, bis der Druck der Brücke gleich Null geworden ist. In diesem Augenblicke ist aber, unter Vermittelung der (möglichst langen) Pleuelstange P auch das Gewicht S nach S_1 gekommen, womit die Bewegung aller Teile aufhört.

Ganz entsprechend ist der Vorgang beim Heben der Brücke. Das Gewicht S muſs etwas leichter sein als zum Gleichgewichte nötig und auch nicht ganz in die Lotstellung gelangt sein. Nach Schliefsung des Hahnes L_1 und Öffnung des Hahnes V wird alsdann das Gewicht S herabsinken und die Brücke um ihre Durchbiegung heben. Dann wird der Hahn M geschlossen, die Hähne R und N (selbstthätig) geöffnet. Die Brücke hebt sich durch den Druck des Wassers in der Leitung C, welcher gleich ist dem doppelten Betrage der Reibungswiderstände, bis zu der in der Figur gezeichneten Stellung, und es bedarf nur noch der Steuerung des Druckwassers nach einem der beiden Rohre C_1, um ein Links- oder Rechts-Ausschwenken der Brücke zu bewirken.

Es ist hervorzuheben, dafs der abgeschlossene Raum unter dem Drehzapfen und unter den Akkumulatoren H und O beispielsweise mit Glycerin gefüllt sein kann, während in der Leitung C städtischer Wasserleitungsdruck von vielleicht 3 Atmosphären herrscht.

Die Anwendung von Akkumulatoren ist besonders dort von Wert, wo die Brücke um 0,80 bis 1,5 m hoch gehoben werden mufs, wie dies in der Nähe von Schleusen bei Kanälen vorkommen kann. Es ist nämlich in diesem Falle mitunter möglich, das unbemastete Schiffsmaterial bei senkrechtem Aufhub der Brücke durchfahren zu lassen, sodafs man das Aufdrehen der Brücke spart.

Es möge schliefslich hier auf eine sinnreiche, dem Ingenieur A. Ringel patentierte (D. R. P. No. 5624 vom 16. Juni 1879) Vorrichtung hingewiesen werden, welche ebenfalls zur Ausnutzung der beim Senken der elastisch durchgebogenen Trägerenden frei werdenden Arbeit dient. Es sind auch hier zur Regulierung des Wasserdruckes in den Hubpressen an den Trägerenden Gewichte benutzt. Letztere wirken jedoch nicht konstant mit ihrem vollen Betrage, sondern (infolge ihrer Führung auf geeignet gekrümmten Leitflächen) nur mit einer der jeweiligen Gröfse des veränderlichen Stützendruckes entsprechenden Komponente.

§ 34. Material und Konstruktionsformen der Hauptträger. Die gröfste hölzerne Brücke war wohl die über den Mississippi bei Davenport mit 85,4 m langen Howe-Trägern. Im Laufe der Zeit ist man wegen der bekannten Mifsstände, welche ganz hölzernen Trägern anhaften, von solchen abgegangen. Howe-Träger dagegen mit Gurten und Vertikalen aus Eisen und Streben aus Holz findet man noch gegenwärtig bei kleineren Strafsenbrücken z. B. in Chicago (T. III, F. 6).

Das erste Projekt zu einer gufseisernen Drehbrücke rührt vom Engländer Walter (1804) her. Eine der gröfsten ist die von Teichmann in Antwerpen (1812) erbaute: zwei Flügel von je 17,76 m; Breite 4,6 m.

Seit den dreifsiger Jahren fing man an, statt des für grofse Spannweiten ungeeigneten, durch Stöfse leicht brechenden Gufseisens schmiedeiserne Träger, und zwar erst Blech-, dann Gitter- und Fachwerkträger anzuwenden.

In neuerer Zeit hat man in Holland die Hauptträger der grofsen Drehbrücken aus gewalztem Gufsstahl hergestellt, wobei als zulässige Inanspruchnahme für Zug und Druck 900 kg f. d. qcm (bei der Königshafen-Brücke zu Rotterdam), bis 1000 kg f. d. qcm (bei der Nordseekanal-Brücke zu Velsen) eingeführt worden ist. In Wirklichkeit kommen jedoch infolge der reichlich genommenen Querschnitte Inanspruchnahmen über 950 kg f. d. qcm kaum vor. Die gedrückten Stäbe sind mit Berücksichtigung der Knickfestigkeit bemessen und für die Niete ist eine Scher-Inanspruchnahme von 720 kg f. d. qcm zugelassen.

Selbstverständlich ist bei Anwendung von Stahl ganz besonders auf die Qualität dieses sehr verschieden vorkommenden Materials zu achten. In dieser Beziehung hat man in Holland in einzelnen Fällen neben guten auch schlechte Erfahrungen gemacht. (Vergl. 6. Supplementband d. Organs f. Eisenbahnwesen, 1878. Frage 29.)

In allerneuester Zeit ist Flufseisen bei Brücken mit gutem Erfolge zur Anwendung gelangt (vergl. Klappbrücken, S. 37) und es hat jedenfalls dieses Material für bewegliche Brücken eine Zukunft, da man bei Zulassung einer gröfseren Beanspruchung gegen das Schweifseisen nicht nur an Gewicht, sondern auch an Bewegungskraft (bei ungleicharmigen Drehbrücken auch an Gegengewicht) spart.

Die bei den flufseisernen Klappbrücken in Königsberg vorgeschriebenen Qualitätszahlen sind in § 22 angegeben. Wählt man nach Weyrich (Wochenbl. f. Baukunde 1885, S. 316) ein Material, welches höchstens 0,08 % Kohlenstoff, 0,04 % Schwefel, 0,06 % Phosphor, 0,50 % Mangan und kein Silicium enthält und dementsprechend etwa 40 kg Zerreifsungsfestigkeit, 55 % Kontraktion, 35 % Dehnung hat, so verfährt man mit der denkbarsten Vorsicht und darf die zulässige Beanspruchung um 30 % gröfser als beim Schweifseisen wählen. Für gedrückte Konstruktionsteile, besonders solche, welche auf Knickfestigkeit beansprucht werden, empfiehlt es sich, härteres Material zu verwenden (etwa mit 0,10 % Kohlenstoff), welchem eine Zerreifsungsfestigkeit von 40 kg, eine Kontraktion von 50 % und eine Dehnung von 25 % entspricht. Dieses Material darf man mit 35 % mehr anstrengen als Schweifseisen. In allen Fällen ist es erwünscht, das Flufseisen ausgeglüht zu verwenden. Es mufs ferner die Brückenmaterial-Prüfung streng und in ausgedehntem Mafsstabe durchgeführt werden. —

Blechträger haben gegenüber Trägern mit durchbrochenen Wandungen den Vorteil eines gleichmäfsigeren Zusammenhanges und einfacherer Herstellung. Andererseits bieten sie dem Winde eine grofse Fläche, was besonders bei der Drehung ungleicharmiger, aber auch gleicharmiger Brücken (wenn ein Arm z. B. durch Gebäude oder eine anschliefsende feste Brücke geschützt ist) zu Gefahr Veranlassung geben kann. (Drehbrücke eines Kanals bei Duisburg derart zugeworfen, dafs der Drehzapfen abbrach.) Aus diesem Grunde erscheint die Anwendung von Blechträgern bei grofser Spannweite nicht empfehlenswert.

Das Verhältnis der gröfsten Trägerhöhe zur gröfsten Armlänge wird je nach den örtlichen Verhältnissen (verfügbare Konstruktionshöhe) sehr verschieden angenommen (s. Tabelle S. 122 u. ff.). Ist man nicht beschränkt, so wird man der erwünschten Steifigkeit halber als gröfste Trägerhöhe nicht unter $\frac{1}{8}$ der gröfsten Armlänge wählen.

Drehbrücken mit Gitter- und Fachwerkträgern zeigen beispielsweise die Abbildungen T. III, F. 2, 7, 8, 9, 15, 23; T. IV, F. 5ᵃ; T. VI, F. 1ᵃ, 2ᵃ, 4ᵃ.

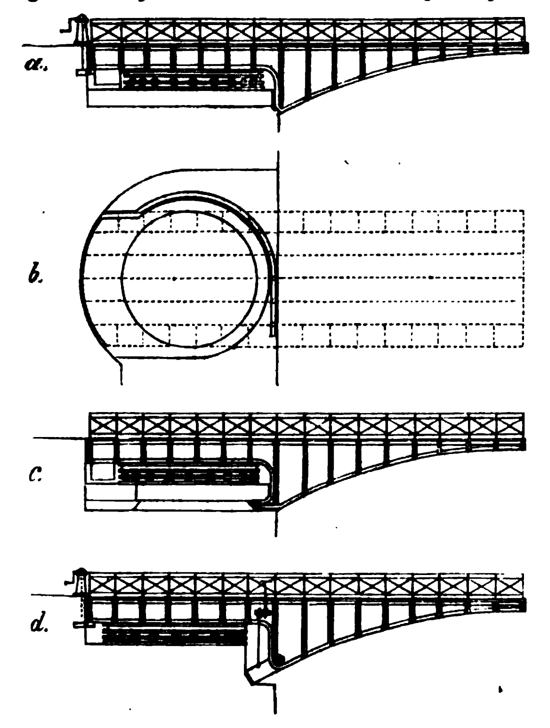
Darüber, welches Verhältnis der gröfsten Trägerhöhe zur Armlänge ein Minimum des Materialverbrauches bedingt, liegen keine Untersuchungen vor. Nach Analogie mit den festen Brücken darf man wohl auch für Drehbrücken schliefsen, dafs bei gröfseren Spannweiten die Trägerhöhen, wenn möglich, nicht unter $\frac{1}{6}$ der gröfsten Armlänge zu nehmen sind. Übrigens spielt hier aufser der verfügbaren Konstruktionshöhe auch die Möglichkeit des Anbringens eines oberen Querverbandes eine Rolle. (Vergl. auch Tabelle S. 122 u. ff.)

Was die Wahl der Trägerform anlangt, so zeigen die soeben erwähnten Figuren die grofse Verschiedenheit derselben. Bei Armlängen über 15 m empfiehlt es sich, die Trägerhöhe nach den Enden abnehmen zu lassen. Trägerformen wie T. III, F. 3 u. 4 gestatten eine gröfsere Durchfahrtshöhe für die Schiffe bei geschlossener Brücke. Die 59,9 m lange Drehbrücke über den Mund des neuen Zollhafens in Mainz hat Hauptträger mit geraden Untergurten und nach dem Drehpfeiler ansteigenden, kreisförmigen, die konkave Seite nach oben kehrenden Obergurten.

Wenn auch die meisten der bis jetzt ausgeführten Drehbrücken mit kontinuierlichen Trägern ausgeführt sind, so verkennt man andererseits die bekannten Übelstände nicht, welche solchen Trägern anhaften. Man hat daher in neuerer Zeit in Amerika zu einer Konstruktion gegriffen, welche an ältere derartige Bauausführungen (T. III, F. 5) erinnert. So hat die Keystone Bridge Co. (Oberingenieur Linville) die 143,9 m lange Raritan Bay-Brücke der New-York und Long Branch Eisenbahn (T. VI, F. 2^a bis 2^h) mit 12,2 bis 9,1 m hohen Linville-Trägern konstruiert, deren Untergurt über der Mitte des Drehpfeilers vollständig durchschnitten ist. Der obere Gurt geht kontinuierlich durch und hat über der Drehpfeilermitte ein Gelenk. Bei geschlossener Brücke wird also je $^1/_4$ des Eigengewichtes von den Endauflagern und die Hälfte vom Drehpfeiler getragen. Bei ausgeschwenkter Brücke ruht dagegen das ganze Eigengewicht auf dem Drehpfeiler. Bevor die Brücke ausgeschwenkt werden kann, muſs dieselbe durch vier hydraulische Pressen, welche unter dem ringförmigen Träger (Trommel) auf dem Drehpfeiler stehen, um 10 cm angehoben werden, um die Trägerenden frei zu machen, wobei das schlotternde Gelenk des Obergurtes in Wirkung tritt und die beiden getrennten Untergurte sich aneinander pressen. Die Figuren 2^f bis 2^h zeigen die Unterbrechungsstelle des Untergurtes. Durch Herausschrauben des Keiles wird, bei geschlossener Brücke, die Berührung der beiden Untergurtteile aufgehoben. Die in den Zeichnungen ersichtlichen Verbindungslaschen sind auf der einen Hälfte ihrer Länge mit länglichen Schraubenlöchern versehen.

Jedenfalls bietet diese Neuerung einen wesentlichen Fortschritt in der wissenschaftlichen Durchbildung der Drehbrücken-Konstruktion. (Vergl. auch die von Bender vorgeschlagene ähnliche Konstruktion im Journ. of the amer. soc. of civ. eng. 1876, S. 228; ferner J. Hofmann's Drehbrückenprojekt mit Gerber'schen Gelenkträgern in dem Praktischen Maschinenkonstrukteur 1882, S. 302.)

Fig. 66. *Englische Drehbrücken mit Bogenträgern.*



Auch bei der in § 33, S. 67 beschriebenen Konstruktion von Dr. Proell und Scharowsky ist die den kontinuierlichen Trägern anhaftende Unbestimmtheit dadurch umgangen, daſs die Hauptträger für das Tragen des Eigengewichts mit genau justierbaren Stützendruckgröſsen und für das Tragen der Betriebslast als nicht kontinuierliche Balken, welche nur an den Endstützen auflagern, angeordnet sind. Da hierdurch freilich die Spannweite der Balken, im Falle gleicharmiger Drehbrücken, sich verdoppelt, das Biegungsmoment sich also vervierfacht, so leuchtet ein, daſs die Hauptträger derartiger Brücken sich nur dann nicht schwerer als die der gewöhnlichen Drehbrücken herstellen lassen werden, wenn die Betriebslast im Verhältnis zum Eigengewichte nicht groſs ist, wie dies z. B. bei Straſsenbrücken und bei groſsen Eisenbahnbrücken der Fall ist.

Unter den älteren englischen Drehbrücken findet man häufig Konstruktionen, welche auf dem Gedanken beruhen, die geschlossene Brücke als Bogenbrücke wirken zu lassen.

Derartige Anordnungen sind bereits in den London docks (zwischen West-Dock und Wapping

Basin) verwendet, aber auch bei neueren Bauten kleineren Umfanges in vielfacher Abwechselung zu finden (Einfahrt zum Wapping Basin). Die beiden einarmigen Brückenhälften setzen sich in geschlossenem Zustande auf Kämpferflächen auf, und werden durch im Scheitel eingesetzte Keile als Bogen mit Scheitelgelenk wirksam gemacht. Das Öffnen wird dadurch ermöglicht, dafs erstens (Textfig. 66*a* bis 66*c*, S. 71) die Kämpferfläche nach der Öffnungsseite der Brückenhälfte hin zur Kegelfläche wird, sodafs die im Kreise laufenden Kämpferlager sich frei darüber bewegen. Um fortwährendes Schleifen zu vermeiden, trägt die Kämpferfläche in den Punkten der Ruhelage der Hauptträger vorspringende Lagerflächen (Fig. 66*b*), welche etwas keilig gestaltet, das Auf- und Ablaufen der Kämpfersitze erleichtern. Durch diese Anordnung treten auf der Öffnungsseite allerdings die Lager von der Kämpferlinie der Bögen zurück, sodafs die letzteren vom Kämpfer aus wagrechte Ansätze erhalten müssen (Fig. 66*c*). Diese Ansätze, welche von dem nun schräg nach aufsen gerichteten Kämpferdrucke nach aufsen gebogen werden, müssen mit der geraden Brückenhälfte stark verbunden werden, um ihr Ausweichen zu verhindern.

Eine zweite Methode, das Öffnen zu ermöglichen, besteht darin, dafs man den unteren Bogenteil um ein Gelenk drehbar macht (Fig. 66*d*) und diesen Teil vor dem Öffnen der Brücke beseitigt. Durch das Ausleiern des Gelenkes wird aber die Bogenwirkung bald beeinträchtigt, und ist daher diese Anordnung nur für leichte Lasten zulässig (Eingang aus Leith Harbour in das alte West Dock).

§ 35. Querverbände und Windkreuze. Bezüglich der vertikalen Querverbände gilt im allgemeinen dasselbe wie bei festen Brücken. Hat die Drehbrücke keine eigentlichen Querträger, so werden besondere Andreaskreuze eingesetzt (T. V, F. 3ᵃ; T. III, F. 10ᵃ, 20ᵃ u. 20ᶜ, 22ᵃ, 24). Bei den grofsen holländischen Drehbrücken beträgt der Abstand dieser Kreuze etwa 1,75 m (Fachwerkbrücke) bis 2,7 m (Blechträgerbrücke) zwischen den Trägern I und II, sowie III und IV (vergl. T. V, F. 3ᵇ), während die zwischen II und III befindlichen Kreuze oft den doppelten Abstand erhalten. Über dem Drehpfeiler und an den Endstützen müssen die Querverbände besonders kräftig gehalten werden.

Der horizontale Windverband ist, da er nicht nur den Winddruck, sondern auch die beim Aus- und Einschwenken der Brücke entstehenden Stöfse auszuhalten hat, zweckmäfsigerweise bei mittelgrofsen Drehbrücken doppelt so stark, als die Rechnung für Wind allein ergiebt, zu bemessen. (Dies ist bei der Kahnfahrt-Brücke geschehen. Bei der Hohnstorfer Brücke ist doppelte Blechträgerfläche und 4 qm f. d. lfd. m Fläche der Verkehrsmittel gerechnet, der Wind zu 125 kg f. d. qm und $k = 900$ kg f. d. qcm angenommen worden.) Die gröfseren holländischen Drehbrücken sind für einen Winddruck von 150 kg f. d. qm der wirklich getroffenen Fläche konstruiert. Die Berechnung ist sowohl für geöffnete als auch für geschlossene Brücke zu führen.

Bei gröfseren Trägern und oben liegender Fahrbahn wendet man einen oberen und einen unteren Horizontalverband an. Bei genügender Trägerhöhe wird dies auch bei unten liegender Fahrbahn durchgeführt.

§ 36. Bewegungsvorrichtungen und Bewegungskraft.

1. Kleine hölzerne Drehbrücken werden meist von Hand gedreht.

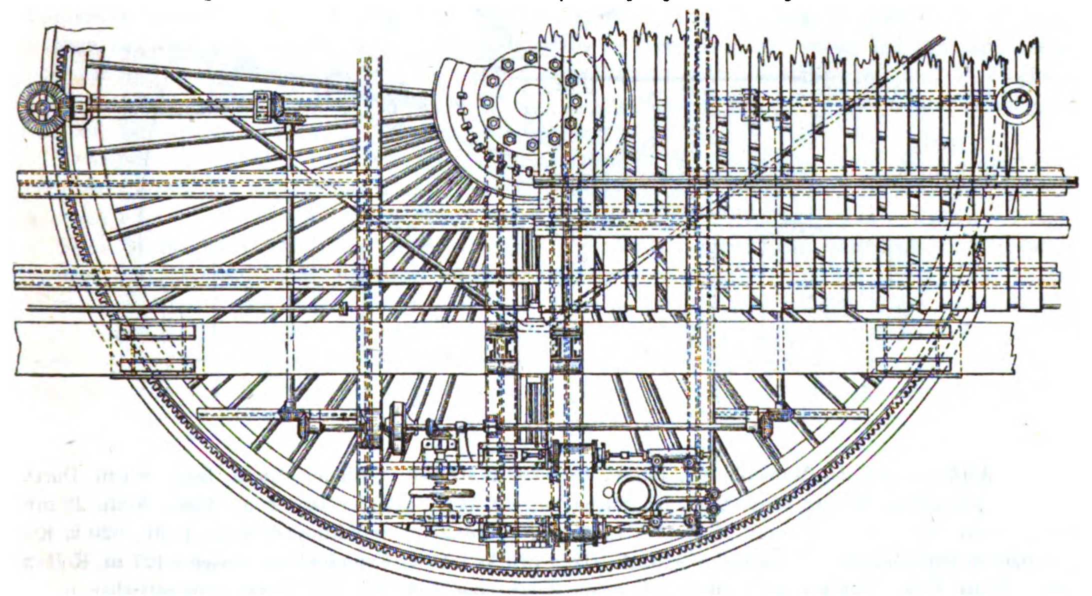
2. Die üblichste Bewegungsvorrichtung der neueren Drehbrücken ist die mittels Zahnradvorgelege durch 1 bis 2 Mann. Hierbei wird in selteneren Fällen das Getriebe mit einem gezahnten Laufrade (*a* in T. III, F. 24) der Brücke in Eingriff gesetzt. Meist greift ein an einer lotrechten Welle *J* sitzendes kleines Triebrad *k* (T. III, F. 20ᵃ u. 22ᵃ; T. IV, F. 1ᵃ, 1ᶜ, 3; T. V, F. 1ᵃ, 3ᵇ, 9, 10; T. VI, F. 2ᶜ u. 2ᵉ) in den am Drehpfeiler befestigten Zahnkranz ein. Bei gröfseren Brücken sind zwei solche Wellen vorhanden (T. V, F. 3ᵇ). Die Arbeiter drehen die Welle *J* mittels Stockschlüssel, Tummelbaum oder mittels eines besonderen Rädervorgeleges und Kurbel. Bei Drehbrücken, welche vor dem Aufdrehen eine kippende Bewegung machen müssen (z. B. nach Schwedler), mufs die vertikale Welle *J* entsprechend montiert werden.

Wird der auf dem Pfeiler oder dem Widerlager befestigte Zahnkranz L nicht mit dem Laufschienenkranz U zusammengegossen (z. B. in T. IV, F. 2[c], 3, 6[b]; T. V, F. 9, 10; Textfig. 52 *b*, Zahn- und Laufkranz zusammen; dagegen in T. III, F. 10[a]; T. IV, F. 1[a], 1[c]; T. VI, F. 1[d] getrennt), so wird ersterer von den etwa eintretenden Formänderungen des letzteren unabhängig und auch bequemer auswechselbar. Ferner kann dann der Halbmesser R_1 des Zahnkranzes, an welchem die treibende Kraft angreift, zu Gunsten dieser, gröfser als der Halbmesser R des Laufkranzes, an welchem der Widerstand wirkt, gemacht werden. (Hullsouth-Brücke $R = 4{,}57$ m, $R_1 = 12{,}81$ m; Hohnstorfer Brücke $R = 2{,}97$ m, $R_1 = 3{,}60$ m; Königshafen, Rotterdam: $R = 3{,}32$ m, $R_1 = 3{,}5$ m; Oosterdoksluis, Amsterdam $R_1 = 2{,}0$ m und gar kein Laufkranz).

Die Zeit, welche das Aufdrehen der Brücke bei Handbetrieb erfordert, hängt von dem Gewichte, der Übersetzung und auch vom Wetter (Beschaffenheit des Laufkranzes) ab.

Beispiele (siehe die Brückenabmessungen in den Tabellen S. 122 u. ff.). Niederbaum-Strafsenbrücke, Hamburg, 37 m lang; Drehung um 180°; vom Öffnen der Strafsenklappen, behufs Einstecken der Hebel, bis zum Schlusse dieser Klappen, nach erfolgter Wiederfestlegung der Brücke, bei vier Mann Bedienung 6 Minuten, bei zwei Mann 12¼ Minuten. — Oder-Brücke, Berlin-Stettiner Bahn 45,2 m lang, 1 Mann Bedienung, Aufdrehen 1 Minute; Öffnen und Feststellen 1¾ Minuten. — Königshafen, Rotterdam, 53,8 m lang, 2 Mann drehen um 90° in 3 Minuten; aufserdem Heben und Senken der Trägerenden 2½ Minuten. — Eisenbahnbrücke, Chicago, 236 t schwer durch 2 Mann in 45 Sekunden geöffnet oder geschlossen.

Fig. 67. *Ohio-Brücke bei Cincinnati, Bewegungsvorrichtung.* M. 1:72.



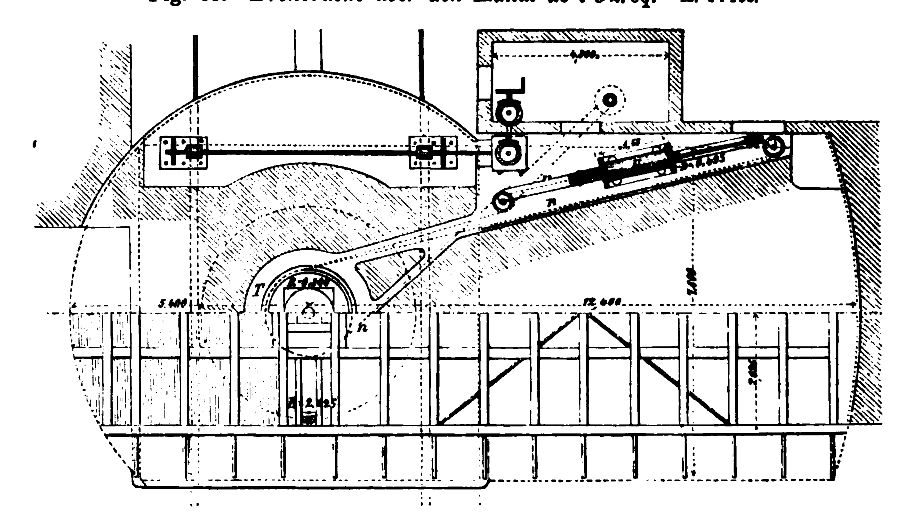
3. Gröfsere Drehbrücken, besonders in Amerika, werden häufig durch **Dampfkraft** gedreht. Maschine M und Kessel werden entweder neben (T. V, F. 9 und Textfig. 67) oder unter (T. III, F. 13) oder über den Hauptträgern angebracht. Zur Sicherheit ist neben Dampfbetrieb auch eine Einrichtung für Handbetrieb vorgesehen. Bei der Liffey-Brücke zu Dublin befindet sich die Maschine am Ende eines parallel zur Flufsachse, vor und hinter dem Drehpfeiler, sich erstreckenden Holzgerüstes, welches, eine Bühne tragend, die Besichtigung aller Brückenteile bei freier Durchfahrt zuläfst. (Textfig. 79, S. 87).

Beispiele. Hudson-Brücke, Albany, 83,6 m lang, 350 t schwer durch 10pferdige Maschine in 2' 15" geöffnet, geschlossen und festgestellt. — Raritan Bay-Brücke 144 m lang, 590 t schwer, auf Rollkranz; Drehung erfolgt durch Dampfmaschine mit zwei Cylindern von 20 cm Durchmesser, 254 cm Hub (T. VI, F. 2ᵉ), welche durch Reibungskuppelung zwei in den gezahnten Kreis greifende Getriebe bewegt. Durch diese Kuppelung wird die Vorrichtung vor Trägheitsstöfsen gesichert.

4. Noch häufiger als Dampfkraft findet man bei neueren Drehbrücken Wasserdruck als bewegende Kraft benutzt. Das Druckwasser wird entweder einer vorhandenen Wasserleitung entnommen (Niederbaum-Brücke, Hamburg, Eisenbahnbrücke Drontheim) oder durch auf der Brücke aufgestellte Dampfmaschinen erzeugt (Keokuk-Brücke, Jowa; Rock Island-Brücke, Davenport) oder endlich durch besondere Akkumulatore geliefert (Marseille).

Der hydraulische Drehmechanismus ist bei Brücken, deren Last hauptsächlich vom Drehzapfen getragen wird, meist in der Weise angeordnet, dafs um ein wagrechtes an der Brücke unterhalb befestigtes Kettenrad *T* (T. III, F. 15ᵃ u. 15ᵇ, 7 m Durchmesser; Viktoria-Brücke, Leith, 7,6 m Durchmesser; Drehbrücke über den Kanal de l'Ourcq, Textfig. 68, 0,9 m Durchmesser) sich ein Seil oder eine Kette *u* schlingt, die durch einen (Textfig. 68) oder durch zwei (T. III, F. 15ᵇ; T. VI, F. 4ᵇ u. 4ᶜ) hydraulische Cylinder hin und hergezogen werden kann.

Fig. 68. *Drehbrücke über den Kanal de l'Ourcq.* M. 1:166.



Abmessungen: Marseille (T. III, F. 15), 700 t schwer; Cylinder 2,8 m lang, 0,3 m Durchmesser. Bei gutem Wetter 8—9 Atm., bei Sturm 30—40 Atm., gröfster Druck 52 Atm., Kette 22 mm stark, wirkt mittels Flaschenzugs. Ganze Bewegung in 3 Minuten. — Viktoria-Brücke, Leith, 620 t, Kolben 0,35 m Durchmesser, 3,2 m Hub. — Rock Island-Brücke, 683 t, Cylinderdurchmesser 0,127 m, Kolbenhub 3,35 m, Druck 356 kg pro qcm. 4 Pumpen durch eine 8pferdige Dampfmaschine getrieben.

Anders ist die Einrichtung bei der nur auf Rollkranz gestützten, 670 t schweren Ouse-Brücke, Goole (T. IV, F. 1 u. 12). In den 9,76 m im Durchmesser haltenden Zahnkranz *a a* greift das durch eine dreicylindrige hydraulische Maschine (von 11,4 cm Cylinderdurchmesser, 46,2 cm Hub, 50 Atm. Druck, 40 Umdrehungen pro Minute, gegen 40 Pferdekraft Stärke) bewegte Zahnradvorgelege *A*. Der zugehörige, mit *B* bezeichnete Akkumulator wird durch eine 12pferdige Dampfmaschine gehoben. Sowohl die hydraulische als auch die Dampfmaschine sind zur Sicherheit in doppelten Exemplaren vorhanden. Ähnlich, nur in den Einzelheiten abweichend, ist die Einrichtung bei der

75,6 m langen Ouse-Drehbrücke der Hull- und Barnsley-Eisenbahn, wobei das auf dem Rollkranze ruhende Gewicht 649 t beträgt.

Ganz abweichend von den beschriebenen ist in äufserst sinnreicher Weise die hydraulische Drehvorrichtung an der Niederbaum-Brücke in Hamburg ausgeführt. Bei den dort sehr beschränkten Räumlichkeiten mufste von der Anlage einer Dampfmaschine mit oder ohne hydraulische Bewegungsmechanismen abgesehen werden und man war darauf angewiesen, den $2^1/_2$ bis $2^3/_4$ Atm. betragenden Wasserdruck der Stadtwasserkunst zum Betriebe der Drehbrücke zu verwenden. Die Anordnung ist ferner bei dieser Brücke so getroffen, dafs dieselbe nicht nur in jeder beliebigen Lage angehalten, sondern auch beliebig vielmal rechts oder linksherum durchgedreht werden kann.

Die Figuren 1^d und 1^e auf Taf. VI zeigen im Quer- und im Längsschnitt schematisch die Konstruktion. Im Drehpfeiler, welcher im Innern einen Hohlraum von 5,5 m Durchmesser hat, tritt das Wasser zunächst in den Windkessel a (F. 1^e), von wo aus es zwei Schmid'schen Motoren zugeleitet wird, die mit rechtwinklig gegeneinander gestellten Kurbeln eine gemeinsame Welle d drehen. Diese Motoren können bei dem Drucke der Hamburger Wasserkunst die Arbeit von 4 Pferdekräften leisten. Sie haben 16 cm Kolbendurchmesser, 20 cm Kolbenhub und machen bei normalem Gange 90 Umdrehungen in der Minute, wobei die Brückenlast von 300 t in ungefähr 1,7 Minuten um 180° gedreht wird.

Auf der cylindrisch gestalteten Schieberfläche $\beta\beta$ der Schmid'schen Motoren befinden sich drei Öffnungen, von denen die äufseren für die Ausströmung dienen, die mittlere die Einströmung des Wassers vermittelt. Die Maschinen drehen sich bei dieser Einrichtung stets rechts herum. Werden die Funktionen der Öffnungen untereinander vertauscht, so findet Links-Drehung statt. Zwischen Windkessel und Motor ist ein Verteilungskasten c eingeschaltet, welcher dazu dient, mittels eines Schieberkolbens die Aus- und Einströmungsöffnungen für die Motoren nach Belieben zu vertauschen oder ganz zu schliefsen. Die Kolbenstange des Verteilungskastens steht mit einem Hebelzug in Verbindung. der durch den Drehzapfen der Brücke geführt, oben von dem Wärter durch einen Einsteckhebel e gehandhabt werden kann. F. 1^e giebt die Mittelstellung des mit Klinkvorrichtung versehenen Einsteckhebels und des Schiebers im Verteilungskasten an, bei welcher Stellung das Druckwasser abgesperrt ist.

Auf der Motorwelle d sitzt das Stirnrad d_1, welches in das Stirnrad g_1 einer Welle g eingreift, welche quer durch den gufseisernen Kegel gelegt ist, der das Auflager für den Drehbrückenzapfen bildet. Die Welle g ist (F. 1^d) in ihrer Verlängerung mit dem Kolben h eines hydraulischen Cylinders verbunden, durch den sie um etwa 20 cm vor- und rückwärts geschoben werden kann, ohne dafs die Stirnräder g_1 und d_1 dabei aufser Eingriff kommen. Links und rechts vom Rade g_1 sind auf die Welle g hohle Wellen i und k geschoben, welche unverschieblich in ihren Lagern ruhen. Auf den Enden dieser Hohlwellen stecken fest Reibungskegel, welche in die Hohlkegel passen, die beiderseits an das Stirnrad g_1 angegossen sind. Ist also durch den hydraulischen Kolben h die Welle g nach links verschoben, so wird sie bei ihrer Drehung die übergeschobene Welle i mitnehmen, ist sie nach rechts verschoben, dagegen die hohle Welle k. Die Welle i trägt am Ende das Trieb i_1, das durch Vermittelung von Rädern l_1 (F. 1^d) und l_2 sowie l_3 das Trieb l_4 bewegt, welches in den Zahnkranz l_5 greift, welcher, unter der Drehbrücke befestigt, sich mit dieser selbst dreht. Je nachdem man mittels des Wasser-Steuerhebels e oben auf der Brücke die Motoren rechts oder links herum laufen läfst, wird sich bei dieser Anordnung die Brücke nach der einen oder nach der anderen Seite drehen.

Die Verschiebung der wagrechten Welle g erfolgt, wie bereits bemerkt, durch den hydraulischen Kolben h. Erstere ist nach F. 1^d in der normalen Lage durch den auf die kleinere Kolbenfläche des Kolbens h beständig wirkenden Druck der Wasserkunst nach links verschoben, sodafs der Reibungskegel des Stirnrades g_1 bei Drehung die Welle i, also den Apparat für Drehung der Brücke mitnimmt. Wird die Welle g durch einen auf die gröfsere Fläche des Kolbens h einwirkenden Wasserüberdruck nach rechts verschoben, so kommt der Reibungskegel des Stirnrades aufser Berührung mit der Welle i und nimmt nunmehr bei der Bewegung der Motore die Welle k mit, durch welche die Kniehebel an den Enden der Hauptträger in Bewegung gesetzt werden (vergl. § 67).

Die Niederbaum-Brücke ist aufser mit dem hydraulischen Apparat auch noch mit einer gewöhnlichen Vorrichtung zum Drehen durch 2 oder auch 4 Mann ausgestattet. Von dieser nichts Aufsergewöhnliches zeigenden Konstruktion ist in den Skizzen nur der Zahnkranz δ und die Vorrichtung l, die zur Abstellung des hydraulischen Betriebs für Drehung der Brücke dient, (F. 1^d) gezeichnet.

Die hydraulischen Maschinen eignen sich besonders wegen ihrer aufserordentlich genauen Arbeit (Dampf expansionsfähig, Wasser nicht), wodurch man die Bewegung jeden Augenblick ganz in der Gewalt hat. Dagegen geben sie im Vergleich mit Dampfmaschinen geringen Nutzeffekt (Trägheit der Wassermassen, besonders passive Widerstände in der Rohrleitung).

Gegen Einfrieren der Leitung benutzt man: Umhüllung mit Schlackenwolle und ähnlichem, Erwärmung des Maschinenraumes durch Gasflammen (Ouse-Brücke, Goole), Gemenge von Wasser und Methyl-Alkohol (Towey-Brücke, Carmarthen) oder Glycerin statt Wasser (Rock Island). Auch gewährt die Unterhaltung eines schwachen Stromes in der Leitung eine weitere Sicherheit gegen Eisbildung.

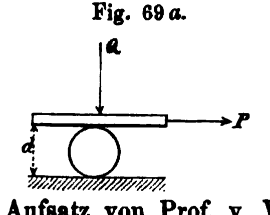
Was die zum Drehen der Brücken erforderliche Kraft anlangt, so sind in dieser Beziehung die dynamometrischen Versuche von grofsem Werte, welche Shaler Smith (siehe Herschel's Aufsatz in den Transact. of the americ. soc. of civ. eng. 1875, S. 395 und Gleim's Aufsatz in Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 411) mit einer Reihe von amerikanischen Drehbrücken, deren Gesamtlast von einem Rollenkranze getragen wird, angestellt hat. Es hat sich herausgestellt, dafs der Gesamtdrehwiderstand, bezogen auf die Mittellinie des Rollkranzes, im Mittel etwa zu 7‰ des auf diesem ruhenden Gewichtes angenommen werden kann. Unter ungünstigen Umständen kann dieser Wert freilich bis zum fünffachen Betrage steigen.[6]) Hervorzuheben ist noch, dafs nach Smith der Rollendurchmesser keinen wesentlichen Einflufs auf den Widerstand hat, wenn nur der Durchmesser mit der Gröfse der Belastung wächst. Breitere Rollen geben gröfseren Reibungswiderstand wegen gröfserer Ungenauigkeit der Bearbeitung. Lokale Senkungen des Pfeilermauerwerks können den Drehwiderstand um 50 % vergröfsern.

Beispiel. Brückengewicht = 300 t. Rollkranzdurchmesser = 4 m. Also Widerstand $W = 0{,}007 \cdot 300 = 2{,}1$ t; Arbeit beim Drehen um 90°: $A = \frac{2{,}1 \cdot 3{,}14 \cdot 2}{2} = 6{,}594$ tm. Kann ein Mann bei kurzer Arbeit pro Minute $0{,}015 \cdot 60 = 0{,}9$ tm leisten, so braucht er zum Öffnen: $\frac{6{,}594}{0{,}9} = 7{,}3$ Minuten. Zwei Arbeiter also 3,7 Minuten, wobei $\frac{2{,}1}{2 \cdot 0{,}015} = 70$ fache Übersetzung.

Bezüglich des Bewegungswiderstandes solcher Brücken, welche in der Hauptsache nur vom Drehzapfen getragen werden, sind bis jetzt nur wenig Versuche bekannt geworden. Shaler Smith giebt an, dafs bei der 112 m langen, 682,7 t schweren Rock Island-Brücke die Reibung 9 % des Gewichtes ausmacht. In Amerika werden, nach Gleim's Angaben, eingleisige Eisenbahnbrücken von 100 m Länge und bis zu 272 t Gewicht, bei Anwendung der Seller'schen Antifriktionsdrehzapfen (vergl. § 62 und T. V, F. 8, sowie T. VI, F. 2[c]) bequem durch Menschenkraft in 1 bis 2 Minuten aufgedreht.

Bei Anwendung eines Weickum'schen Kugelkranzes (vergl. Brücke zu Pola in Triest, Textfig. 93[a] bis 93[d], § 61) ist, nach Angabe des Patent-Inhabers, in der Formel

Fig. 69 a.



$P = 2\varphi_1 \frac{Q}{d}$ für den Reibungskoefficienten φ_1 der rollenden Reibung (Textfig. 69 a) von Stahl auf Stahl der Wert 0,03 mm einzusetzen, wodurch bereits die Reibung im Führungsringe berücksichtigt wird. Bei einem Halbmesser ρ des Kugelkranzes ist also das Reibungsmoment des Kranzes $= P\rho$. (Vergl. u. a. auch den Aufsatz von Prof. v. Willmann, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1886, S. 914.)

---

[6]) Die für die Bewegung der Brücke bereit zu haltende Bewegungskraft mufs besonders in solchen Fällen, wo die Brücke starken Winden ausgesetzt ist, reichlich vorgesehen werden, da gerade bei solchem stürmischen

Zum Schlusse dieses Paragraphen soll noch die Berechnung der Drehvorrichtungen

a. für die nach Schwedler's System gebaute Hohnstorfer Eisenbahnbrücke, und

b. für die durch Wasserdruck bewegte Niederbaum-Strafsenbrücke in Hamburg

gegeben werden.

a. Hohnstorfer Brücke (T. IV, F. 1).

Fig. 69 *b*.

1. Reibungsmoment des Drehzapfens. Für neue Zapfen (Fig. 69 *b*) $M_1' = \mu D r_1 \frac{\alpha - \sin\alpha \,.\, \cos\alpha}{\sin^2\alpha}$, für eingelaufene $M_1'' = \mu D r_1 \frac{\sin^2\alpha}{\alpha + \sin\alpha \,.\, \cos\alpha}$. Für $r = 8{,}5$ cm, $r_1 = 6{,}5$ cm ist $\sin\alpha = 0{,}7647$, $\cos\alpha = 0{,}6444$ und wenn für Gufsstahl auf Gufsstahl $\mu = 0{,}13$, so ist bei $D = 96\,250$ kg nach obigem:



$$M_1' = 52\,540 \text{ cmkg} \quad \text{oder} \quad M_1'' = 34\,900 \text{ cmkg}.$$

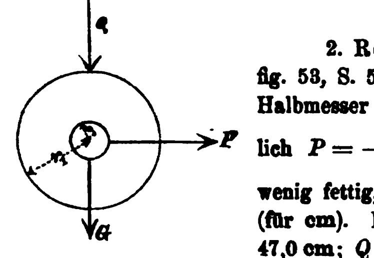


Fig. 69 *c*.

2. Reibungsmoment des Stützrades *E* (Fig. 69 *c*, vergl. auch Textfig. 53, S. 54 u. T. IV, F. 1[a]). *P* = Kraft zum Fortrollen des Stützrades, *R* Halbmesser des Schienenlaufkranzes *U*. Also $M_2 = R\,P$. Hierin ist bekanntlich $P = \frac{\mu r + \varphi}{r_1} Q + \frac{\varphi}{r_1} G$. Für gleitende Reibung von Stahl auf Bronze, wenig fettig, ist $\mu = 0{,}16$ und der Koefficient der rollenden Reibung $\varphi = 0{,}05$ (für cm). Ist nun Radgewicht $G = 315$ kg; $R = 360$ cm; $r = 3{,}75$ cm; $r_1 = 47{,}0$ cm; $Q = 5000$ kg, so ergiebt sich nach obigem $M_2 = 25\,015$ cmkg.

3. Reibungsmoment der Laufräder *F* (T. IV, F. 1[b]). Von diesen beiden Rädern wird je nach der Windrichtung nur das eine oder das andere belastet. Die vom Winde getroffene Fläche $F = 57{,}7$ qm, also Winddruck $W = 57{,}7 \,.\, 125 = 72{,}13$ kg. Windresultante wirkt im Abstand $e = 99{,}4$ cm über dem unteren Stützpunkte *m* des Drehzapfens (T. IV, F. 1[f]). Da Halbmesser des Laufkranzes $R = 360$ cm, so ist Druck auf ein Laufrad $Q = \frac{7213 \,.\, 99{,}4}{360} = 1992$ kg und folglich Reibungsmoment

$$M_3' = R \,.\, Q \,\frac{\mu r + \varphi}{r_1} = 360 \,.\, 1992 \,\frac{0{,}16 \,.\, 3{,}75 + 0{,}05}{47} = 9920 \text{ cmkg}.$$

Aufserdem entsteht durch Radgewicht $G = 315$ kg jedes der beiden Laufräder *F* noch ein Reibungsmoment $M_3'' = 2 \,.\, G \frac{\varphi}{r_1} R = 2 \,.\, 315 \,.\, \frac{0{,}05}{47} \,.\, 360 = 240$ cmkg, zusammen also

$$M_3 = M_3' + M_3'' = 10\,160 \text{ cmkg}.$$

Als Gesamtmoment der Reibungswiderstände erhält man also bei neuen Zapfen $M_1' + M_2 + M_3 = 87\,715$ cmkg und bei eingelaufenen Zapfen $M_1'' + M_2 + M_3 = 70\,075$ cmkg.

4. Reibung in der Windevorrichtung selbst kann zu 10% von $M_1 + M_2 + M_3$ angenommen werden.

Bezeichnet *K* die am Drehbaum von $h = 210$ cm nutzbarer Länge wirkende Kraft, $R_1 = 297{,}25$ cm Halbmesser des Zahnkranzes auf dem Drehpfeiler, und $\rho = 12{,}25$ cm Halbmesser des eingreifenden Getriebes, so ergiebt sich für neue Zapfen $K = \frac{10}{9} \,.\, \frac{87\,715\,\rho}{R_1 h} = 19{,}1$ kg und für eingelaufene $K = \frac{10}{9} \,.\, \frac{70\,095}{R_1 h} = 15{,}3$ kg, was von einem Manne ganz gut hervorgebracht werden kann. (Bei der Kahnfahrt-Brücke, Berlin-Stettiner Eisenbahn, ist statt der dort berechneten 25fachen Kraftübersetzung eine 150fache ausgeführt worden, da bei der Parnitz- sowohl als auch bei der Oder-Brücke die 25fache Übersetzung sich oft als bei weitem nicht genügend gezeigt hat.)

Der Durchmesser des hölzernen Drehbaumes ist im Gegensatze zu den Konstruktionsteilen der Drehvorrichtung nur für $K = 24$ kg bemessen, damit derselbe bei Kraftstöfsen (Unvorsichtigkeiten) zuerst bricht, ohne die Windevorrichtung zu beschädigen. Sämtliche übrigen Teile der Drehvorrichtung sind für $K = 70$ kg bemessen.

b. Niederbaum-Brücke (T. VI, F. 1).

Nach einer ganz ähnlichen Rechnung, wie oben, findet man:

1. Reibungsmoment des Drehzapfens $M_1'' = 194\,320$ cmkg;

2. Reibungsmoment zweier in der Brückenachse befindlichen Stützräder (vergl. Textfig. 55, S. 56 und T. VI, F. 1[a]),

$$M_2 = 2 \,.\, 33\,024 = 66\,084 \text{ kg};$$

Wetter die von der Verankerung losgerissenen und auf dem Flusse treibenden Schiffe ein rasches Öffnen der Brücke bedingen können.

3. Reibungsmoment der beiden seitlichen Laufräder (von denen das eine, bei Winddruck 7000 kg erhält, während das andere nur mit der Lagerfederspannung von 1200 kg auf den Laufkranz drückt),

$$M_3 = 33024 + 5760 = 3878 \text{ cmkg};$$

demnach Gesamtmoment dieser Reibungswiderstände

$$M_1'' + M_2 + M_3 = 299130 \text{ cmkg};$$

4. Moment der Reibungswiderstände in dem Rädervorgelege (T. VI, F. 1[d] u. 1[e]), ungefähr 10% von $M_1'' + M_2 + M_3$.

In diesem Vorgelege haben

die Räder	l_5	l_4	l_3	l_2	l_1	i_1	g_1	d_1
einen Durchmesser von	363,0	35,8	124,2	41,4	136,0	27,2	110,8	66,8 cm.

Die Umdrehungszahl der Kurbelwelle d der Wassermotoren ermittelt sich danach für eine Brückenschwenkung um 180° zu

$$n = \frac{1}{2} \cdot \frac{363 \,.\, 124{,}2 \,.\, 136 \,.\, 110{,}8}{35{,}8 \,.\, 41{,}4 \,.\, 27{,}2 \,.\, 66{,}8} = \text{rund 126 Umgänge in der Minute.}$$

Da die Kurbelwelle der Wassermotoren in der Minute 90 Umdrehungen macht, so ergiebt sich die Zeit t für das Ausschwenken zu

$$t = \frac{n}{90} = \frac{126}{90} = \text{rund } 1{,}4 \text{ Minuten.}$$

Die mittlere zur Ausübung dieser Leistung erforderliche Maschinenkraft der Wassermotoren berechnet sich demnach, mit Berücksichtigung der Widerstände in den Vorgelegen aus

$$\frac{10}{9} \,.\, 299130 = 71620 \frac{N}{n},$$

worin $n = \frac{0{,}5}{1{,}4}$ zu setzen ist, und ergiebt für

$$N = 1{,}66 \text{ Pferdekräfte.}$$

In Bezug auf das Angehen der Drehbrücke aus der Ruhe heraus mufs jedoch die Stärke der Maschine gröfser gewählt werden. Da die Wassermotoren für die Bewältigung der Kniehebel zum Heben der Trägerenden so wie so stärker sein müssen, so sind bei der ausgeführten Brücke Schmid'sche Motoren von 4 Pferdestärken angeordnet worden.

Zum einmaligen Drehen der Brücke um 180° sind, vom Öffnen der Strafsenklappen behufs Einsteckens dieser Hebel bis zum Schlusse der Klappen, nach erfolgter Wiederfeststellung der Brücke, in Wirklichkeit 3¼ Minuten erforderlich.

§ 37. Feststell- und Signal-Vorrichtungen. Die Lage der geschlossenen Brücke gegen seitliche Bewegung findet man bei manchen kleineren Brücken nur durch am Endpfeiler drehbar befestigte einfallende Klinken aus Schmiedeisen fixiert. Zweckmäfsiger und sicherer ist jedoch die Anwendung von Riegeln, welche verschieden angeordnet werden. Entweder schiebt man diese vom Lande aus in den beweglichen Überbau der Brücke hinein (grofse Weser-Brücke, Bremen; Hunte-Brücke Elsfleth, wo die Riegelkonstruktion ganz wie in T. V, F. 12[c] ausgeführt ist: n = Riegel, m = an der Brücke befestigte Öse, o = Führungen, p = Sicherheitsgegengewicht) oder umgekehrt. Bei oft zu öffnenden gröfseren Brücken ist es zweckmäfsig, wenn die Operationen zum Lösen der Brücke nur an einem Ende oder von der Mitte aus vorgenommen werden können, wodurch an Zeit gespart wird.

Die Figuren 1[i], 1[k], 1[l], 1[m], T. IV zeigen die Konstruktion an dem langen Arme der Hohnstorfer Elbbrücke. Das I-Eisen m gehört der Drehbrücke an. Zur leichteren Handhabung des Stellhebels τ dient das Gegengewicht δ (T. IV, F. 1[k]). In jeder Endstellung wird der Hebel τ durch einen Stift gehalten.

Auch an dem kurzen Arme dieser Drehbrücke ist ein Schubriegel angebracht, welcher von der Mitte aus durch Umlegen eines Gewichtes bewegt wird.

Bei den holländischen Staatsbahnbrücken (T. VI, F. 5[a] u. 5[b]) wird die Bewegung dem Riegel a von der mit Schraubengängen g versehenen Transmissionswelle i (vom Drehpfeiler aus, vergl. T. V, F. 1[a]) durch Vermittelung der Zugstangen f, der Kurbel e, der Welle d, des gezahnten Viertelkreises c und des Zahnrades b erteilt.

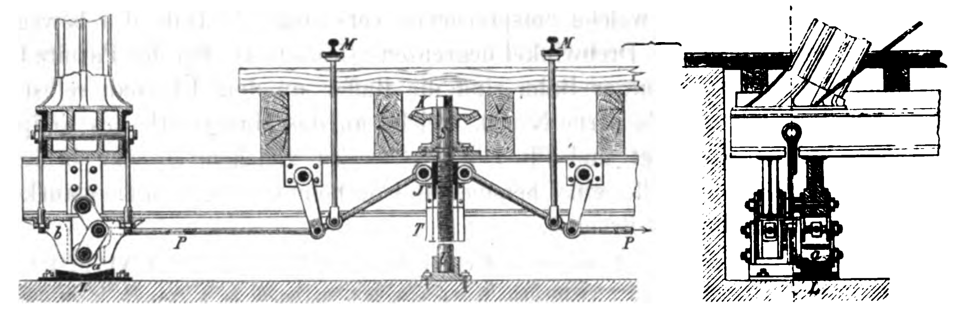
Bei der Königshafen-Brücke, Rotterdam, wird der Feststellriegel nicht durch dieselbe Transmission wie der Anhebeapparat bewegt. Der mit einer lotrechten Rolle ω (T. V, F. 3ᵇ) versehene lotrechte Riegel *G* läuft, beim Zudrehen der Brücke, auf dem gebogenen Winkeleisen *H* (T. V, F. 3ᵃ, 3ᵇ, 3ᶜ) und fällt bei „Brücke zu“ in einen Ausschnitt des letzteren. Das Wiederherausheben von *G* geschieht vom Drehpfeiler aus mittels Winkelhebel *T* und Kette *K* (T. V, F. 3ᵇ).

Aufser den lotrechten sind noch wagrechte Riegel *B* (T. V, F. 3ᵃ, 3ᶜ) vorhanden, welche durch Drehen der Welle *A* (was durch Handhebel geschieht) gleichzeitig mit den Rollenstühlen *C* vorgeschoben werden.

Zur Bewegung der konisch zugespitzten, 102 mm starken Riegel *b* der Point-Street-Brücke in Providence (Textfig. 58, S. 59) dient eine Drahttransmission *a*.

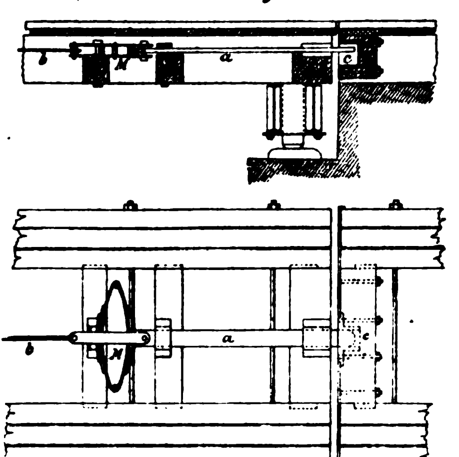
Fig. 70*a*. Fig. 70*b*.

Drehbrücke der Phoenixville Bridge-Works. Hebe- und Feststellvorrichtung. M. 1:48.



Bei den Brücken der Phoenixville Bridge-Works überträgt eine unter der ganzen Brücke hindurchlaufende Welle die Bewegung auf die Kegelräder *K* (Textfig. 70*a* u. 70*b*) mit Schraubenspindel *S*. Die hülsenförmige Verlängerung *T* der Spindelmutter *J* setzt sich in ihrer tiefsten Lage (d. h. bei der höchsten Lage der Brücke) auf den festen Riegel *U*. Aufserdem wird eine seitliche Sicherung der Brücke durch die selbstthätig beweglich konstruierten, letzten Schienenstücke *MM* der Drehbrücke bewirkt, welche sich in gemeinschaftliche Stühle mit den anschliefsenden Schienen auf den Widerlagern legen.

Fig. 71. *Verriegelung bei Drehbrücken der American Bridge Co.*



Textfig. 71 zeigt den unabhängig von der Hebungsvorrichtung angeordneten Riegelapparat der American Bridge Co. Es bedeutet *a* den Riegel, *M* eine doppelte Plattenfeder, welche den Riegel in die Vertiefung *c* des Widerlagers vortreibt, *b* eine bis zum Drehpfeiler reichende Zugstange zum Zurückziehen des Riegels. Der Riegel schnappt beim Zudrehen von selber vor.

Ähnlich, jedoch nicht durch Platten-, sondern durch Spiralfeder *b* vorgetrieben (s. Textfig. 104*b* in § 67) wird der Riegel bei der hydraulischen Ouse-Drehbrücke bei Goole (T. III, F. 1, 12). Die Fufsstücke *c* der hydraulischen Kniehebel *d*, welche zum Anheben der Brücke dienen, centrieren die Brücke, indem sich dieselben mit ihren abgeschrägten Enden gegen entsprechende Vorsprünge der Lagerplatten andrücken. Die Brücke dreht

sich um 360° und ihr Stand wird dem Wärter durch einen besonderen, mit Zeigern versehenen Indikator angezeigt.

Bei zweiflügeligen Brücken mufs aufser an den Landenden auch noch an der Zusammenstofsstelle der Flügel für gehörige Feststellung gesorgt werden. Bei der Dobbeldam-Brücke z. B. (T. III, F. 14^a) sind an den Landenden Fallklinken, an dem Vorderende c vier durch Zahnräder zu bewegende Riegel v angebracht. Vergl. auch T. IV, F. 5^b u. 5^c.

Man findet auch gleichzeitig mit Riegeln die Anwendung von Einklinkungen. So wird z. B. bei der Parnitz-Brücke der Berlin-Stettiner Bahn das eine Ende mittels Riegel festgestellt. Am anderen Ende der Brücke ruhen die Träger auf gufseisernen Platten, von denen die eine, wie T. IV, F. 9 zeigt, mit einer Erhöhung versehen ist, in welche die am Träger der Drehbrücke befestigte Klinke einfällt. Letztere mufs vor dem Aufdrehen der Brücke gelöst werden.

Zu den Feststell-Vorrichtungen gehören auch die bei manchen Brücken am Pfeiler angebrachten Buffer, gegen welche entsprechende vorspringende Teile des beweglichen Überbaues stofsen und so den Drehwinkel begrenzen (Hohnstorf). Bei der Parnitz-Brücke der Breslau-Schweidnitz-Freiburger Bahn sind die Buffer an dem Überbau selbst angebracht und stofsen gegen gufseiserne Nasen, welche an das Mauerwerk des Endpfeilers durch Ankerschrauben befestigt sind (T. IV, F. 8^b). Zu gleichem Zwecke bringt man auch an der betreffenden Stelle eine hemmende Überhöhung des Schienenlaufkranzes am Drehpfeiler an (Kahnfahrt-Brücke).

Bei der Niederbaum-Brücke in Hamburg sind ebenfalls aufser den Riegeln y (T. VI, F. 1^l), welche seitens des zweiten Brückenwärters (der erste behält den Wassersteuerhebel e, T. VI, F. 1^e in der Hand, vergl. § 39, S. 75) durch die Kurbel z (F. 1^d u. 1^e), die Räderübersetzung z_1, das Zahnrad z_2 und die Zahnstange z_3 bewegt werden, zum Festhalten der einschwenkenden Drehbrücke in der Ruhelage eine Bufferfalle (T. VI, F. 1^h u. 1^i) angebracht. Dieselbe wird durch ein Gewicht x_1 in der in F. 1^h angegebenen Lage festgehalten. Beim Einschwenken der Brücke stöfst das untere Ende der Bufferfalle bei x_2 an die auf dem Strompfeiler festgelagerte Führungsschiene $x_3 x_2$, an der es entlang gleitet, bis es bei richtiger Lage der Drehbrücke in der Brückenachse bei x_3 in eine Einkerbung der Schiene $x_3 x_2$ einfällt. Die lebendige Kraft, mit welcher, trotz sorgfältigen Einfahrens, die Drehbrücke in die Ruhelage ankommt, wird durch die Kegelfedern x_4 der Bufferfalle aufgenommen. Wenn nun das Ende der Brücke behufs Unterbringung der Pendelauflager mittels der Kniehebel gehoben wird (vergl. T. VI, F. 1^b u. § 67, S. 120), so steigt das untere Ende der Bufferfalle über die Rückwand der Einkerbung der Schiene $x_3 x_2$, nimmt also durch die Wirkung des Gewichtes x_1 wieder die in F. 1^k dargestellte Lage an. Wenn später die Drehbrücke wieder ausgeschwenkt werden soll, bewegt sich die Bufferfalle ohne Hindernis über die Schiene $x_3 x_2$ fort, über welche sie bei x_2 in ihre normale Stellung zurückfällt.

Für grofse und sehr schwere Drehbrücken genügen jedoch solche einfache Vorrichtungen nicht immer. Gewöhnliche Federbuffer sind in solchen Fällen deshalb nicht geeignet, weil dieselben einen stets gleichen Widerstand leisten. Sind die Federn für die gröfste Geschwindigkeit der sich schliefsenden Brücke normiert, so werden dieselben, falls die Brücke aus irgend welchem Grunde langsamer einschwenken sollte, das vollkommene Schliefsen der letzteren verhindern.

Barret hat daher für die neue Marseiller Brücke einen hydraulischen Buffer (T. V, F. 4) konstruiert, welcher nicht als Feder, sondern als Bremse wirkt. Dieser Buffer besteht aus einem gufseisernen Receptor A, in welchem ein cylindrischer Kolben K mit den beiden verschieden starken Kolbenstangen s und s' sich bewegt. s' ist die stärkere Stange. R stellt eine Reibungsrolle dar, deren Unterstützungsschlitten E auf der Schiene G gleitet. Das Innere des Receptors ist von a bis b genau cylindrisch; von b bis c sind jedoch in der Cylinderlaibung sich von Null an allmählich erweiternde V-förmige Nuten angebracht.

Durch die Röhre m ist der Receptor A in steter Verbindung mit den hydraulischen Cylindern, welche die Drehung der Brücke bewirken (vergl. § 36, S. 74). Das Druckwasser wird gleichzeitig in

diese Cylinder und den Buffer-Receptor eingelassen, sodaſs der Kolben des letzteren sich entsprechend der Drehung der Brücke nach vorwärts bewegt, wobei der Druck des Buffers gegen die Brücke gleich der spezifischen Pressung in den Drehungscylindern, multipliziert mit dem Gröſsenunterschiede der Vorder- und der Hinterfläche des Kolbens K ist. Befindet sich nun die Brücke in Ruhe, so hat der Drehungscylinder zu arbeiten aufgehört und sein Abführungsrohr ist offen. In dem Augenblicke daher, in welchem die sich schlieſsende Brücke den Buffer berührt, hat dieselbe nur einen geringen Druck (2 Atm.) zu überwinden. Bei weiterem Einschwenken der Brücke wird der Kolben K in den Receptor A eingeschoben; der Nut-Querschnitt zwischen Kolben K und Cylinder A wird immer kleiner und schlieſslich gleich Null. Infolge dessen wird das Wasser vor dem Kolben K herausgepreſst und geht mit immer gröſserer Geschwindigkeit nach der hinteren Seite des Kolbens hinüber. Wenn der Kolben schlieſslich in den cylindrischen Teil ab angelangt ist, so beschränkt sich der Wasserüberlauf auf diejenige Menge, welche durch den Hahn r und das Rohr n nach der Hinterseite von K geführt werden kann.

Da hierbei die zu bewegende Wassermenge nur klein und die Geschwindigkeit der Brücke gering ist, so hindert der Bufferwiderstand ein vollständiges Einschwenken der Brücke in ihre Schluſsstellung nicht.

Anders würde sich aber die Sache gestalten, wenn die Geschwindigkeit der ankommenden Brücke gröſser sein sollte, da die mit dem Quadrate der Geschwindigkeit wachsende lebendige Kraft der Brücke dem vor dem Kolben K befindlichen Wasser eine so grosse Geschwindigkeit erteilen würde, daſs jene lebendige Kraft bald aufgezehrt werden müſste. Der hydraulische Buffer wirkt also wirklich wie eine Bremse.

Was die **Signalvorrichtungen** bei Drehbrücken anlangt, so sind dieselben so anzuordnen, daſs das Signal niemals anders als auf „Halt" stehen kann, wenn die Brücke nicht vollständig geschlossen und festgeriegelt ist. Andererseits muſs es jedoch möglich sein, auch für die eingeschwenkte und fahrbare Brücke aus irgend einem Grunde das Signal „Halt" zu stellen.

Recht einfach und sicher ist die Anordnung bei den Drehbrücken der Altona-Kieler und der Schleswig'schen Bahn. Hier ist das 300 m entfernte Deckungssignal mittels eines Drahtzuges und einer Kette am Ende des letzteren mit der an dem Träger der Brücke befestigten Windevorrichtung (Walze mit Kurbel) in Verbindung gebracht. Die Brücke kann nur dann geöffnet werden, wenn die Kette von der Walze abgehakt oder gewaltsam abgerissen wird, und in beiden Fällen stellt sich das Deckungssignal auf „Halt".

Manchmal ist das Signal mit der Vorrichtung zum Heben und Senken des Auflagers zwangläufig verbunden (Textfig. 72 und T. VI, F. 5ᵃ u. 5ᵇ), doch ist diese An-

Fig. 72. *Abhängigkeit zwischen Anhub-Vorrichtung und Brückensignal. Spoy-Kanal bei Cleve.* M. 1:48.

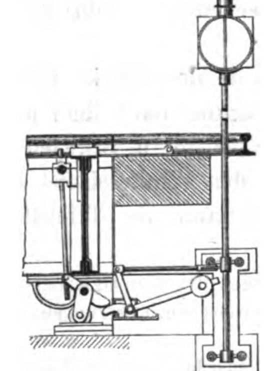
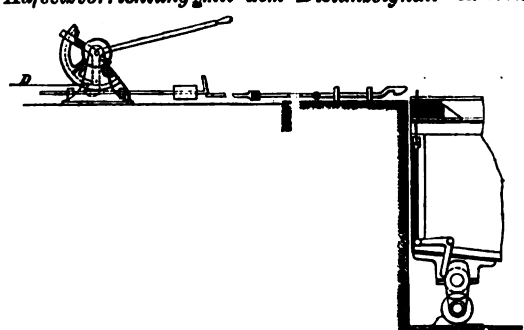


Fig. 73. *Holländische Eisenbahn. Verbindung der Aufsetzvorrichtung mit dem Distanzsignal.* M. 1:50.



ordnung nicht ganz sicher, wenn das Signal **allmählich** erscheint und Halbstellungen bei unvollständig gehobener Brücke zu Irrtümern Veranlassung geben können. Dies ist bei einer Einrichtung, wie dieselbe von der Holländischen Eisenbahn benutzt wird (Textfig. 73), nicht zu befürchten. Das Signal „Freie Fahrt" kann hier mittels des Drahtes D nicht gezogen werden, ohne daſs die Brücke geschlossen und richtig aufgesetzt ist.

Oft ist die Stellung des Signals von der Stellung der Sicherheitsriegel abhängig gemacht. So hat man bei der Parnitz-Brücke (T. IV, F. 7) einen Schubriegel *u* am beweglichen Überbau angebracht, welcher bei richtiger Stellung in eine entsprechende Öffnung der festen Fahrbahn trifft und erst nach Durchdringung derselben das Haltsignal umwandelt oder umwandeln läfst. *v* ist ein Hebel, der von *u* zurückgeschoben die Signalwelle *w* dreht. Der Riegel *u* steht mittels *a* mit den Stützpendeln π (vergl. T. IV, F. 1ⁱ) in Verbindung.

Ein ferneres Beispiel zeigt die bei der Hohnstorfer Brücke getroffene Anordnung (T. IV, F. 1ˡ u. 1ᵐ). Die nach dem Signalmast gehende Zugstange ϑ (T. IV, F. 1ᵐ) ist mit dem Sicherheitsriegel ρ verbunden. Derselbe kann, wenn das Signal „frei" gestellt werden soll, nur dann vorgeschoben werden, sobald, bei geschlossener Brücke, der entsprechende Ausschnitt des Hauptverschlufsriegels α dem Riegel ρ den Weg frei macht. Soll die Brücke gedreht werden, so wird zunächst ρ und dann α zurückgezogen. Da hierbei, infolge des Gegengewichtes β (T. IV, F. 1ᵏ u. 1ˡ), der Daumen λ vorgedrückt wird, so verlegt letzterer dem Riegel ρ den Weg und das Signal mufs auf „Halt" stehen bleiben.

Eine einfache, auf ähnlichen Grundsätzen beruhende Konstruktion findet man bei der Drehbrücke über den Kanal St. Dizier zu Vassy (T. VI, F. 3ᵃ u. 3ᵇ). Ist die Brücke verriegelt, so steht der um *E* drehbare Hebel *A* wagrecht und hebt den Querstab *D* samt der an den Enden des letzteren befindlichen Gegengewichte *B* in die Höhe. Dabei bleibt jedoch der Stab *D* noch von den Stützen *H* geführt. Die Stangen *C* können sich dann verschieben und man kann das Signal mittels der Kurbel *K* auf „Fahrt frei" stellen.

Bei der Entriegelung der Brücke mufs der Hebel *A* sich um die Achse *E* nach unten drehen, um in die gestrichelt angegebene Stellung zu gelangen. Diese Drehung ist jedoch nur dann möglich, wenn die Stangen *C* sich am Ende ihrer Bahn, rechts, befinden, weil nur dann die Verdickung *G* des Hebels zwischen den Stangen hindurch kann. Bei dem Beginne der Entriegelung senkt sich der Stab *D* in die Einschnitte an den Enden der Stangen *C* und wird durch die Gegengewichte niedergehalten, sodafs nunmehr die Bewegung des auf „Halt" stehenden Signals unmöglich wird.

Bei der Königshafen-Brücke, Rotterdam, kann die lotrechte Signalachse *m* (T. V, F. 3ᵇ, vergl. auch 3ᶠ u. 3ʰ) nur dann gedreht werden, wenn das Rollenlager *C* (F. 3ᶜ u. 3ᵃ) durch Drehen der Welle *A* unter die Brücke geschoben ist. Hierbei senkt sich durch Vermittelung von *f h l* (T. V, F. 3ᵇ) das Kegelrad *E* und kommt mit dem Windewerk in Eingriff. So lange der Ausschnitt *i* der Signalscheibe *s* nicht dem Vorsprunge *v* des Säulchens *P* entspricht, so lange wird das Drehen von *E* eine Vertikalbewegung der Scheibe *s* bewirken (Steigung der Gewinde auf der Achse *m* beträgt 6 mm). Sobald jedoch *i* und *v* übereinstimmen, wird ein ferneres Drehen von *E* auch eine Drehung der Signalscheibe bewirken, bis diese nach Beschreibung von 90° gegen ein zweites (nicht gezeichnetes) Säulchen stöfst.

Derartige Signalscheiben sind an jedem Ende der Brücke zwei, nämlich *s* und *s'* (T. V, F. 3ᵉ) angebracht. Die Bewegungsübertragung nach dem anderen Brückenende findet mit Hilfe einer Kette ohne Ende *m* (T. V, F. 3ᵇ u. 3ʰ), jedoch erst dann statt, wenn der lotrechte Riegel *G* in den Ausschnitt des Winkeleisens *H* sich gesenkt hat (F. 3ᵇ u. 3ᵉ, vergl. S. 79, Absatz 1), weil erst dann die Triebstöcke des Rades *Y* (F. 3ᵇ) mit denen von *X* in Eingriff kommen.

In neuerer Zeit sind an den Arretierungsvorrichtungen der doppelgleisigen Drehbrücken über den Königshafen und über den Wynhafen bei Rotterdam noch fernere Verbesserungen eingeführt worden (Textfig. 74*a* u. 74*b*, S. 83).

Der Riegel *a* (Fig. 74*b*), welchem durch einen entsprechenden Riegel am Blockapparat eine hin- und hergehende Bewegung erteilt werden kann, darf erst dann behufs Arretierung des Drehbrücken-Aufsatz-Mechanismus vorgeschoben werden können, wenn die Drehbrücke befahrbar gemacht worden ist. Hierzu ist aber erforderlich, dafs

A. dieselbe in der Bahnachse liegt;

B. der gezahnte Sektor *S* des Aufsatzwindewerks (vergl. auch T. VI, F. 3ᵇ), welcher mit der Rolle für das Aufheben und Sinkenlassen des nicht von selbst auflaufenden Drehbrückenendes (siehe § 34, vorletzter Absatz) fest verbunden ist, denjenigen Stand annimmt, welcher dem Zu-

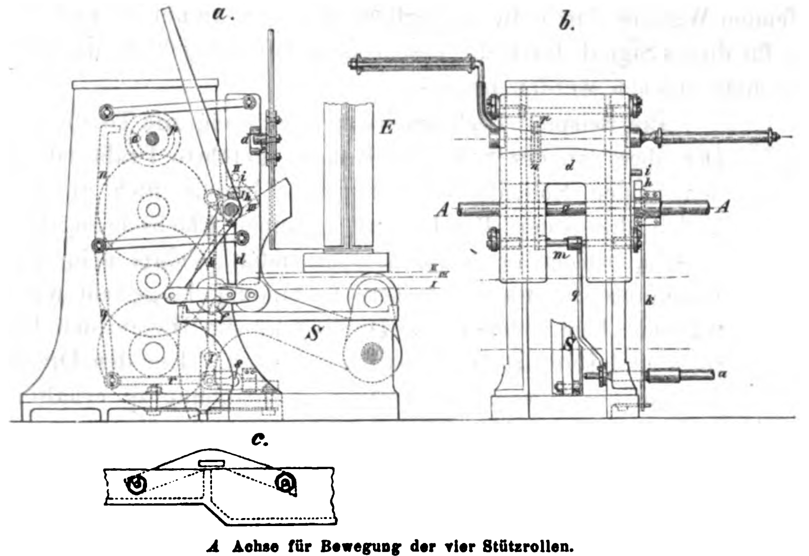
stande entspricht, wobei dieses Brückenende auf den vorgeschobenen Stützrollen ruht (siehe Wagrechte III in Textfig. 74a) und der Sektor soweit zurückgedreht ist, daſs die Heberolle nicht mehr in Berührung mit der Brücke steht (siehe Wagrechte I);

C. die Achse, mittels welcher diese Stützrollen unter das Brückenende geschoben werden, denjenigen Stand annimmt, bei welchem die Rollen sich wirklich unter der Brücke befinden;

D. die beiden Kurbelarme des Windewerks, mittels welcher der Sektor S nebst den Heberollen bewegt wurde, nunmehr unbeweglich festgestellt worden sind.

Diesen vier Bedingungen ist in nachstehender Weise entsprochen worden:

Fig. 74. *Drehbrücke zwischen Rotterdam und Ysselmonde. Arretierung.*
M. 1:30.



A Achse für Bewegung der vier Stützrollen.
E Endquerträger der Drehbrücke.
S Sektor für die Bewegung der Heberolle.

1. Das Gewicht d, welches so schwer ist, daſs es seitens des Brückenwärters nicht ohne Hilfswerkzeuge bewegt werden kann, wird durch den an der Brücke befestigten und in das Gewicht eingreifenden Zapfen e gezwungen, den lotrechten Bewegungen der Brücke zu folgen. Da nun die Brücke in der Bahnachse liegen muſs, um das Gewicht d zu bewegen, und weil die lotrechten Bewegungen der letzteren benutzt werden, um die Stützrollen verschieben und feststellen zu können (vergl. unter 3.), so ist der Bedingung unter A. genügt.

2. Die Arretierungsstange a (Fig. 74b) kann mit ihrem Ende (schwächster Teil) nur bei derjenigen Stellung des Sektors in den letzteren vorgeschoben werden, wenn der Sektor den unter B. beschriebenen Stand eingenommen hat, beziehentlich wenn die in diesem Sektor befindliche, längliche Öffnung f in der Längsachse der Stange a steht. Hierdurch wird die Bedingung unter B. erfüllt.

3. Auf der Achse g ist der Lappen h derart befestigt, daſs der Stift i am Gewichte d beim niedrigsten Stande des letzteren (entsprechend dem Stande I, Fig. 74a, des Stiftes i) vor diesem Lappen liegt und somit dessen Drehung, sowie die Bewegung der Stützrollen verhindert, während a diese Drehung nicht verhindert, wenn das Gewicht d seinen höchsten Stand (entsprechend der Stellung II des Stiftes i) einnimmt.

Mit dem Lappen h ist eine Schieberstange k verbunden, sodaſs dieselbe auf- und niedergeht, wenn die Achse gedreht wird. Die Stange k gestattet nur dann den Durchgang des stärksten Teiles des Riegels a, wenn die Erweiterung l des Schlitzes, welcher sich in der Schieberstange befindet, in der Längsachse des Riegels a liegt. Dies ist der Fall, wenn die Drehung der Achse g beendigt ist, beziehentlich wenn die Stützrollen sich in der richtigen Stellung unter der Drehbrücke befinden. Der Lappen h ist auſserdem noch so geformt, daſs der Stift i sich in den Einschnitt III des Lappens hineinlegt, wenn die Drehbrücke sich auf die Stützrollen niedergelassen hat, wodurch zugleich das Zurückschieben der Stützrollen für diesen Zustand unmöglich gemacht wird. Durch diese Anordnung ist der Bedingung C entsprochen worden.

4. Ferner ist auf der Achse m ein Hebel n befestigt, welcher auſserhalb des Windewerkgehäuses liegt und von Hand bewegt werden kann; jedoch nur dann, wenn der Einschnitt o, welcher sich in der auf der Handkurbelachse befestigten Scheibe p befindet, mit der am Hebel n vorhandenen Nase übereinstimmt. Wird die Achse m mittels des Hebels n gedreht, wobei die Nase des letzteren in den Einschnitt o der Scheibe p eingreift, so wird jede Bewegung des Windewerkes für diesen Zustand unmöglich gemacht.

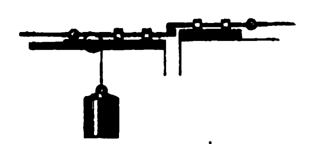
Durch die Drehung der Achse m bewegt sich auch der auf derselben befestigte Hebel q und gleichzeitig die damit verbundene Schieberstange r. Findet der vollständige Eingriff der Nase des Hebels n in den Einschnitt o der Scheibe p statt, so nimmt die Stange r eine solche Stellung ein, daſs die Erweite-

rung *s* des Schlitzes, welcher sich in dieser Stange befindet, in der geometrischen Achse der mit dem Blockapparat verbundenen Arretierungsstange *a* liegt. Nur in diesem Falle kann das Ende der Stange *a* (mittelstarker Teil) den Schlitz der Stange *r* passieren. Hiermit wird die Bedingung unter *D* erfüllt.

Wesentliche Verbesserungen der Arretierungsvorrichtungen sind bei den Drehbrücken der Niederländischen Staatsbahn von Zaandam nach Hoorn zur Anwendung gekommen. Leider konnten dieselben jedoch wegen zu später Kenntnisnahme hier nicht mehr berücksichtigt werden. (Vergl. Litteratur, den Aufsatz von van der Kolk.)

Schliefslich möge noch die Verbindung des Brückendeckungs- bezw. Abstandssignals mit dem zugehörigen Zughebel besprochen werden, wenn dieses Signal von dem Standpunkte des betreffenden Wärters durch die bewegliche Brücke getrennt ist und der Bewegungsmechanismus für dieses Signal durch die geschlossene Brücke geführt, dagegen bei ausgedrehter Brücke unterbrochen werden mufs.

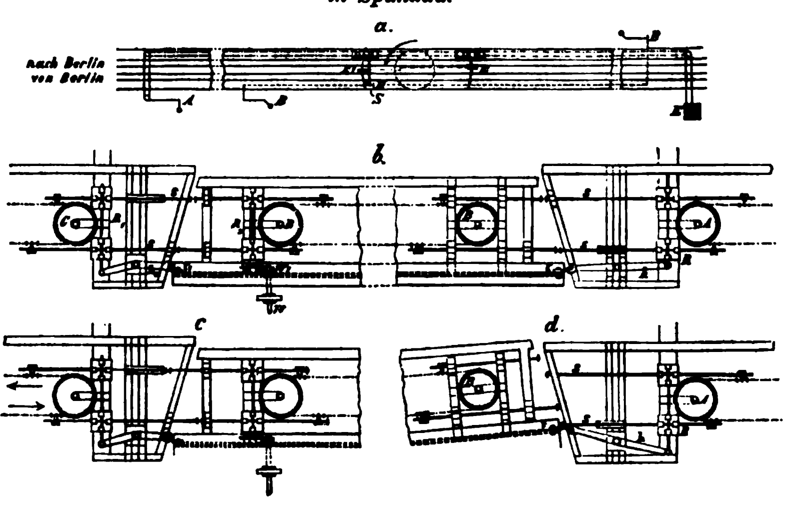
Fig. 75.
Berlin-Stettiner Eisenbahn. Einschaltung des über die Drehbrücke nach dem Bahnhofs-Abschlufssignal führenden Drahtes.



Ein Beispiel (Berlin-Stettiner Bahn) zeigt die Textfig. 75. Der oben, an der Seite der Brücke, geführte Draht ist an den beiden Enden der Drehbrücke, beziehentlich an den Enden der festen Brücke, mit je einer Flachschiene verbunden, welche in einem Haken endigt, sodafs beim Anziehen des Drahtes eine sichere Verbindung hergestellt wird, während beim Senken der Drehbrücke die Haken sich lotrecht und seitwärts frei bewegen können. Um den Drahtzug auf der beweglichen Brücke in Spannung zu erhalten, ist ein in Rollen laufendes Gegengewicht angebracht.

Der Spandauer Bahnhof wird durch das von der Endweichenstellerbude *E* (Textfig. 76*a*) zu regierende, auf der anderen Seite der Havel-Drehbrücke stehende Abschlufssignal *A* gedeckt. Von dem betreffenden Stellhebel in der Bude *E* führt ein doppelter, 4 mm starker Stahldrahtzug bis vor die etwa 200 m entfernte Drehbrücke, wo er um eine Kettenrolle *A* (Fig. 76*b*) herum gelegt ist. Auf der Drehbrücke selbst liegt ein gleicher Drahtzug ohne Ende, um die Rollen *B* und B_1 gespannt, und schliefslich beginnt jenseits der Drehbrücke wieder ein doppelter Drahtzug an der Kettenrolle *C*, welche unmittelbar an den etwa 400 m weiter stehenden Abschlufs-Telegraphen führt. An den beiden Enden der Drehbrücke und den zugehörigen Enden der festen Brücke sind in die Draht- und Kettenzüge gradlinig geführte Flachschienen *ss*... eingehängt, welche an ihren Enden Bufferscheiben führen. Diese Flachschienen machen die Bewegung der Drahtzüge mit und übertragen die Bewegung der einzelnen Teile aufeinander. Die um die Rollen geschlungenen Ketten, d. h. die Enden der Leitungen, sind mit den Flantschen der Kettenrollen an einer Stelle fest verstiftet.

Fig. 76. *Abhängigkeit zwischen Bahnhofs-Abschlufssignal und Drehbrücke in Spandau.*



Die Figur 76*b* deutet die Stellung an, wenn die Brücke durch den vom Brückenwärter bedienten Hebel bei *E* und E_1 (Fig. 76*a*) eingeriegelt und kein Einfahrsignal von der Station gegeben ist. Wird das Signal nun gezogen, so bewegen sich die Leitungen wie in Fig. 76*c* mit Pfeilen angedeutet, und der Apparat

nimmt die Stellung nach Fig. 76 *c* ein. Die Bufferscheiben haben sich verschoben. Der Stellhebel *H* ist arretiert. Letzteres ist dadurch erzielt, dafs an dem Ende der an dem Hebel *H* hängenden durchgehenden Welle ω, von welcher aus sowohl die Riegel *E* und E_1 bewegt, als auch die Pendellager der Brücke gehoben und gesenkt werden, ein Winkelhebel ω_1 (Fig. 76 *b*) befestigt ist, welcher den in festen Führungen angebrachten Riegel R_2 vorwärts oder rückwärts bewegt. Dieser Riegel R_2 ist eine Flachschiene mit Einschnitten, welche sich rechtwinklig unter den ebenfalls mit Einschnitten versehenen Bufferstangen bewegt und in ähnlicher Weise wie bei den bekannten Weichenverriegelungen wirkt.

In der Fig. 76 *c* entsprechen sich die Einschnitte nicht, der Riegel R_2 kann sich nicht rechtwinklig zu den Stangen *s s* ... bewegen und macht damit auch die Drehung der Welle ω und das Herausziehen des Hebels *H* bei Signalstellung „Bahn frei" unmöglich.

Es möge nun angenommen werden, das Einfahrsignal sei wieder eingezogen, der Apparat in die Stellung Fig. 76 *b* zurückgegangen und die Brücke soll ausgeschwenkt werden (Fig. 76 *d*). Der Brückenwärter legt den Stellhebel *H* von links nach rechts, schiebt damit den Riegel R_2 durch die Bufferstangen *s s* ... und arretiert dadurch die Signalleitung der Brücke. Sobald die Brücke sich in der in Fig. 76 *a* angegebenen Pfeilrichtung bewegt, drücken die mit dem einen Langträger der Brücke fest verschraubten Anschlagstäbe *t* und t_1 gegen die kurzen Klauenschenkel der auf den festen Brückenenden angebrachten Winkelhebel *h* und h_1, wodurch diese Hebel sich um ihre Drehzapfen bewegen und die an den anderen Hebelarmen angehängten Riegel *R* und R_1 durch die festen Bufferstangen *s s* der festen Signalleitung schieben. Diese Riegel sind genau so angebracht wie die Riegel R_2, führen die nämlichen Einschnitte, welche mit denen der Bufferstangen übereinstimmen, und arretieren nach der beschriebenen Bewegung die Signalleitungen. Die Riegel *R* und R_1 sind mit je einer (in den Figuren nicht sichtbaren) Spiralfeder derart verbunden, dafs diese Federn in Wirksamkeit treten, sobald bei dem Ausschwenken der Brücke die Anschlagstäbe *t* und t_1 die Klauen verlassen, wodurch die Riegel *R* und R_1 immer vollständig durch die Bufferstangen gezogen werden.

§ 38. Die Pfeiler der Drehbrücken. Anlagen zur Erleichterung der Schifffahrt durch die Brücke. Die Pfeiler werden in den meisten Fällen aus Stein hergestellt (vergl. T. III, F. 3 bis 6, 8, 9, 13, 21; T. V, F. 3^b; T. VI, F. 1^a, 2^c, 4^c), doch können Preisverhältnisse, Schwierigkeit der Gründung, Kürze der Bauzeit u. a. auch zur Anwendung von eisernen und sogar von hölzernen Pfeilern führen.

Die steinernen Mittel- oder Drehpfeiler erhalten die Form eines Kreiscylinders bezw. eines nach oben sich schwach verjüngenden, abgestumpften Kreiskegels oder es wird der unter Hochwasser kommende Pfeilerteil mit Vorköpfen versehen. Selten führt man die Vorkopfschneiden bis zur Pfeiloberkante hinauf (T. III, F. 5).

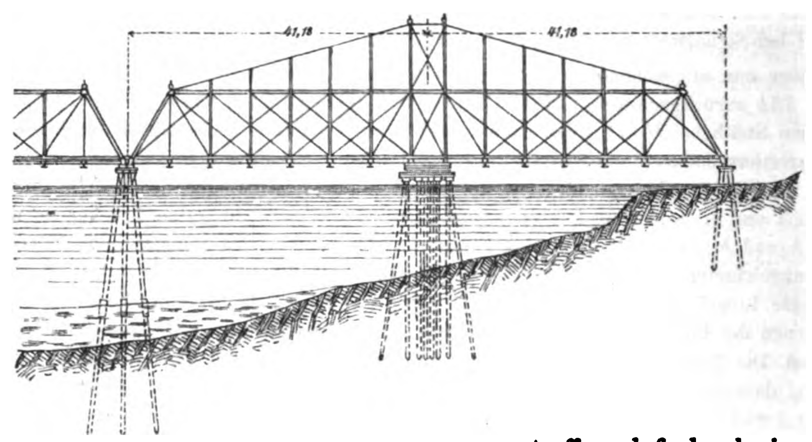
Die obere Stärke des Mittelpfeilers richtet sich hauptsächlich nach dem Durchmesser des Stützrollen-Laufkranzes, da der Abstand von diesem bis zur Mauerkante noch etwa 0,3 bis 0,5 m betragen soll (T. IV, F. 1^a; T. V, F. 9, 10; T. VI, F. 1^e, 2^c). Die Gröfse des Laufkranz-Durchmessers bei verschiedenen ausgeführten Drehbrücken ist aus der Tabelle S. 122 u. ff. zu ersehen. Ist die Drehbrücke ohne Rollkranz ausgeführt, so kann auch der Mittelpfeiler gewöhnlich wesentlich schwächer gehalten werden (vergl. T. III, F. 4). In diesem Falle wird die kleinste obere Pfeilerstärke (aufser durch die allgemeine Standfestigkeit des Pfeilers) durch die Entfernung der äufsersten Hauptträger bezw. der unter denselben etwa angebrachten Stützen bedingt (vergl. T. V, F. 1^a, T. VI, F. 4^c).

In dem oberen Teile des Mittelpfeilers kommen in manchen Fällen durch die Anordnung der Drehbrücke bedingte Hohlräume vor (vergl. T. III, F. 21; T. VI, F. 4^c, 4^e).

In dem kreisrunden Hohlraum (5,5 m Durchmesser) des 7,5 m starken Mittelpfeilers der Niederbaum-Brücke in Hamburg (T. VI, F. 1^a, 1^d, 1^e) befindet sich der hydraulische Drehmechanismus. Zum Schutze gegen Schnee und Regen ist dieser Hohlraum mit einem hölzernen Dache überdeckt, welches unter der Drehbrücke angebracht, sich mit diesem dreht und am Zahnkranze δ (für den Handbetrieb) eine Segeltuch-Dichtung hat.

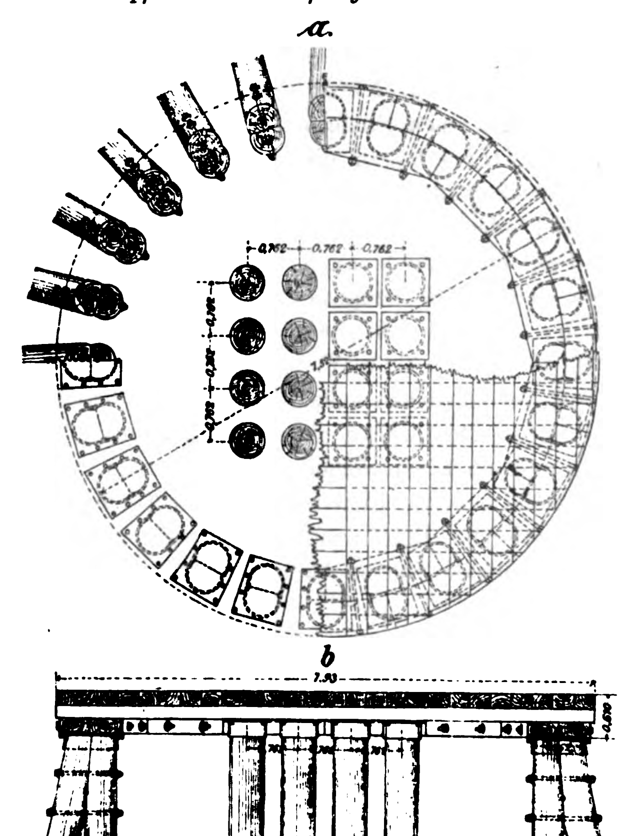
Der Drehpfeiler, dessen Dichtigkeit gegen Hochwasserstände — die bis 2 m über Sohlenhöhe des Innenraumes gestiegen sind — sich bereits bewährt hat, ist mit einer Ablafsvorrichtung versehen, welche alles Leckwasser bei niedrigen Elbwasserständen ableitet. Bei Hochwasserständen über 7,5 m am Pegel, wie sie in Hamburg durchschnittlich alle $2^1/_2$ Jahre vorkommen, ertrinkt der Drehpfeiler; daher sind Vorkehrungen

Fig. 77. *Drehbrücke über den Atchafalaya (Berwicks-Bay).* M. 1:1060.



getroffen, dafs durch eine zeitweilige Überschwemmung dem Drehmechanismus nicht geschadet oder derselbe doch mit leichter Mühe wieder gereinigt und in Stand gesetzt werden kann.

Fig. 78. *Drehpfeiler der Atchafaluya-Brücke.* M. 1:110.



Besitzt die Drehbrücke keinen eigentlichen Mittelpfeiler, sondern steht der Drehpfeiler in unmittelbarer Verbindung mit dem Ufer (T. III, F. 15ᵃ, 17ᵃ, 20ᶜ, 23; T. IV, F. 5ᵃ; Textfig. 52*a*, 65), so erhalten oft diejenigen Mauerwerksteile, welche stärkere Drücke (vom Drehzapfen, Stützrollen oder Lagern) auszuhalten haben, gröfsere Gründungstiefe als das übrige Mauerwerk.

Bei zweiteiligen Drehbrücken, deren Hauptträger in geschlossenem Zustande als Bogenträger wirken (Textfig. 66, S. 71), ist auf den Kämpferschub der letzteren Rücksicht zu nehmen.

Die Endpfeiler der Drehbrücken unterscheiden sich wenig von den Endpfeilern fester Brücken. Selbstverständlich ist durch entsprechende Gestaltung des oberen Pfeiler-

teiles für den richtigen Anschlufs des beweglichen Überbaues an die feste Fahrbahn zu sorgen (T. III, F. 3, 4, 6 bis 9; T. IV, F. 1[1]).

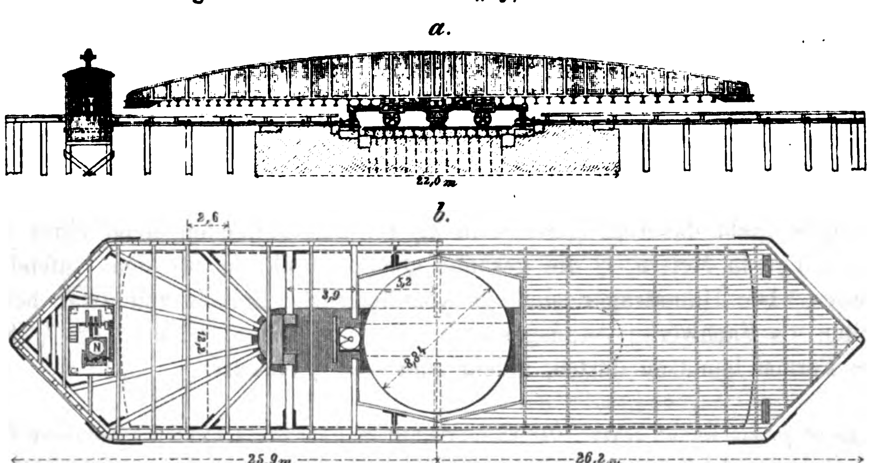
Die eisernen Pfeiler der Drehbrücken werden gewöhnlich aus einer Anzahl von gufseisernen, um einen centralen Cylinder stehenden und mit diesem verbundenen Röhren gebildet (T. III, F. 1 u. 12).

Bei der zweigleisigen, 75,6 m langen Ouse-Brücke der Hull- und Barnsley-Eisenbahn besteht der Mittelpfeiler aus acht äufseren gufseisernen Cylindern von 1,8 m Durchmesser in ihren oberen Teilen, welche zur Unterstützung des Laufkranzes dienen, und aus einem centralen Cylinder von 2,3 m Durchmesser, welcher den Drehzapfen trägt. Die Pfeiler an den Enden der Brücke bestehen aus vier in einer Reihe stehenden, gufseisernen Cylindern, welche miteinander zu je zwei durch Blechquerträger verbunden, durch Vermittelung der letzteren die Brückenträger-Enden stützen.

Der Mittelpfeiler der Sculcoates-Brücke (Strafsenbrücke mit zwei Öffnungen von 17,1 und 8,3 m zu Kingstone upon Hull) wird von zwei gufseisernen Röhren gebildet, deren Durchmesser unten 1,68 m, oben 1,29 m bei einer Metallstärke von 32 bis 28 mm beträgt. Diese Röhren wurden 5,5 m unter die Flufssohle versenkt.

Hölzerne Drehbrückenpfeiler kommen verhältnismäfsig selten vor. Die Textfiguren 77 und 78, S. 86 zeigen ein Beispiel hierfür. Bei dem Atchafalaya-Flusse traf man den tragfähigen Boden (blauen Mississippi-Thon) erst 27 m unter der Sohle, sodafs die bis zu 41 m langen Jochpfähle aus zwei Baumstämmen hergestellt werden mufsten, die durch eiserne Dollen übereinander geproft und durch eiserne Backen miteinander verbunden wurden.

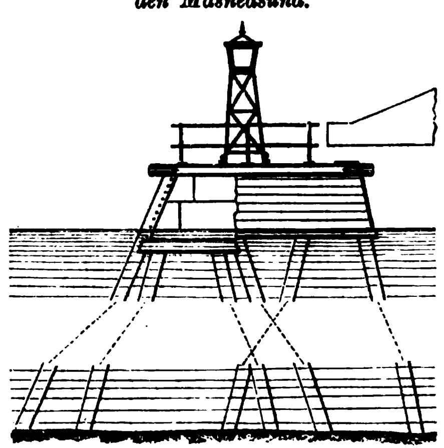
Fig. 79. *Brücke über den Liffey, Dublin.* M. 1:460.



Um alle Brückenteile, bei freier Durchfahrt für die Schiffahrt, bequem besichtigen zu können, findet man vor und hinter dem Drehpfeiler parallel zur Flufsachse sich erstreckende Holzgerüste, welche eine Plattform tragen (Textfig. 79*a* u. *b*). Auf dieser befindet sich auch manchmal die zum Drehen der Brücke dienende Maschine *N*.

Oder es sind nur in der Verlängerung der Pfeilerachse und ohne Verbindung mit letzterem hölzerne Bollwerke (Textfig. 80, S. 88) aufgeführt, die als Schutz gegen Eis und gegen antreibende Schiffe dienen und auch zur vorübergehenden Stützung der ausgeschwenkten Drehbrücke benutzt werden können. Auf jedem der beiden Bollwerke befindet sich ein kleiner Leuchtturm.




Fig. 80. *Bollwerk der Drehbrücke über den Masnedsund.*

Besonders bei Brücken im Flutgebiete der Flüsse, falls die Lichtöffnungen des Bauwerks nicht verhältnismäfsig grofs sind, ist es erforderlich, für Leitung und Führung der passierenden Schiffe zu sorgen. Zu diesem Zwecke dienen meist oberhalb und unterhalb der Brückenöffnungen angebrachte Duc d'Alben (siehe die Beschreibung der Bremer Eisenbahnbrücke über die Weser in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1869, Taf. 445) oder hölzerne Leitwerke (siehe die Beschreibung der Emsbrücke bei Weener in der Zeitschr. f. Baukunde 1884, S. 201). Aufserdem werden die Pfeiler und die Ufermauern mit Schiffsringen versehen.

II. Berechnung der Hauptträger der Drehbrücken.

1. Konstanter Querschnitt. Keine Stützenüberhöhung.

§ 39. Formeln für das anzunehmende Eigengewicht g für die laufende Längeneinheit. Das Eigengewicht ist von dem Konstruktionssystem, der Querschnittsanordnung, der Verkehrslast und der Wahl der zulässigen Inanspruchnahme abhängig und wechselt daher bei ausgeführten Drehbrücken gleicher Spannweite in sehr erheblichem Mafse.

Auf Grund einer gröfseren Anzahl von ins Einzelne durchgearbeiteten Entwürfen können wir für Eisenbahnbrücken mit zwei gleich grofsen Feldern l, welche vom Drehzapfen bis zu den Endunterstützungen zu messen sind, folgende, freilich noch ziemlich rohe Formel empfehlen

$$g = \left(25 + \frac{l}{3}\right) l + Q \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad \text{a.}$$

Dieselbe giebt das Eigengewicht in kg für den laufenden Meter eines Gleises, l ist die Feldlänge in Metern, Q die gesamte Querkonstruktion für den laufenden Meter eines Gleises. Die Hauptträger sind als kontinuierliche Balken und zwar bei grofsen Spannweiten als Fachwerke vorausgesetzt.[7]) Bei ungleichen Feldern $l_1 > l_2$ wird man die obige Formel benutzen dürfen, indem man $l = l_1$ einsetzt.

[7]) Es ist aufserordentlich schwer, eine Eigengewichtsformel auf Grund wirklich ausgeführter Drehbrücken aufzustellen, da die in der Litteratur zerstreuten Angaben über derartige Gewichte (am ausführlichsten in der von Price veröffentlichten Tabelle in den Minutes of proceed. of the inst. of civ. eng. LVII, S. 31) fast immer nur das Gesamtgewicht der beweglichen Konstruktion enthalten. Man bleibt daher über die Verteilung des Gewichts, einerseits auf die Hauptträger, andererseits auf die Querkonstruktion im Unklaren. Abgesehen hiervon fehlen auch fast immer die näheren Angaben über die angenommene Gröfse der Verkehrslast, über die Wahl der zulässigen Inanspruchnahme des Materiales u. s. w.

Obige Formel a. dürfte für Drehbrücken, wie solche am häufigsten in Deutschland vorkommen, passende Werte geben. Die grofsen amerikanischen Drehbrücken, für welche $l = 30$ bis 70 m beträgt, haben Eigengewichte, welche ziemlich gut der Formel

$$g = (25 + 0{,}2\,l)\,l + 800 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad \text{a}_1.$$

für den lfd. Meter eines Gleises entsprechen. Die holländischen Brücken sind im allgemeinen ziemlich schwer konstruiert und haben etwas gröfsere Eigengewichte, als die Formel a. giebt.

Das so erhaltene g giebt jedoch nur einen Mittelwert an. In der Gegend des Drehpfeilers beträgt das Eigengewicht etwas mehr, nach den Brückenenden zu dagegen weniger als das oben berechnete g.

Bezüglich der Ableitung der Eigengewichtsformel a. ist noch besonders hervorzuheben, dafs dieselbe unter folgenden Voraussetzungen gefunden wurde:

1. Zu den Hauptträgern wird nur Schweifseisen verwendet.
2. Die zulässige gröfste Beanspruchung der Schwellenträger beträgt für den Quadratcentimeter $\sigma = 600$ kg, die der Querträger $\sigma = 650$ kg, während für die Hauptträger an jeder Stelle eine zulässige Beanspruchung gewählt wird, welche bei gleichbleibendem Sinne derselben — je nach dem Verhältnis der Grenzspannungen — 700 bis 1050 kg pro qcm und bei Wechsel von Druck und Zug 700 bis 400 kg pro qcm beträgt. Übrigens erscheint es gerechtfertigt, die zulässige Inanspruchnahme der Hauptträger bei ausgeschwenkter Brücke gröfser als bei geschlossener Brücke zu wählen, da im ersten Falle nur die ruhige Belastung durch das Eigengewicht, im zweiten dagegen auch die stofsende Wirkung der Verkehrslast zu berücksichtigen ist. (Bei der Brücke über den Canal grande in Triest sind diese zulässigen Inanspruchnahmen zu beziehentlich 850 und 650 kg pro qcm angenommen worden.)
3. Als Verkehrslast wird die im folgenden Paragraphen näher bezeichnete vorausgesetzt.

§ 40. Anzunehmende Verkehrslast und die von derselben erzeugten gröfsten Transversalkräfte Q und Biegungsmomente M. Setzt man als Verkehrslast einen aus drei am ungünstigsten eingestellten, neben skizzierten Lokomotiven (Textfig. 81) und aus einer Reihe beladener Güterwagen (Textfig. 82) bestehenden Eisenbahnzug voraus, so führt eine zu diesem Zwecke speciell mit Hilfe von Einflufslinien (vergl. § 12 des Anhangs) angestellte Untersuchung zu folgenden, dem Eisenbahnzuge (bezüglich der erzeugten $max\,Q$ und $max\,M$) gleichwertigen, über das betreffende Balkenstück gleichförmig verteilten Verkehrslasten p für den lfd. Meter eines Gleises. In den nachstehenden Tabellen stellt x den Abstand eines Balkenquerschnittes von dem Balkenende dar.

Fig. 81.

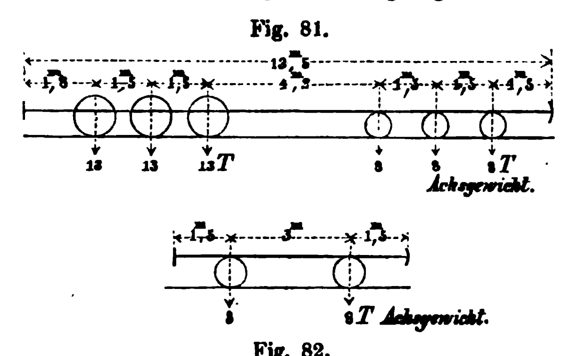


Fig. 82.

Um für das Eigengewicht von Strafsen-Drehbrücken einigermafsen einen Anhalt zu bekommen, wird man von der Voraussetzung ausgehen, dafs das Gewicht der Hauptträger zweier gleich weit gespannten Brücken sich wie die Gesamtlasten, welche von diesen Hauptträgern getragen werden, verhalten. Bezeichnet man daher die Gewichte der Hauptträger, der Querkonstruktion und der Verkehrslast, alles auf den laufenden Meter bezogen, bei der Eisenbahnbrücke beziehentlich mit T_e, Q_e, p_e und bei der Strafsenbrücke entsprechend mit T_s, Q_s, p_s, so kann man die Proportion aufstellen: $T_s : T_e = (T_s + Q_s + p_s) : (T_e + Q_e + p_e)$, woraus man nach dem Einsetzen von $T_e = \left(25 + \frac{l}{8}\right) l$, das unbekannte T_s erhält.

Balken mit 2 gleich grofsen Feldern.

$l_1 = l_2 = l$

l (m)	Gleichwertiges gleichförmiges p f. d. lfd. m Gleis. Bezüglich $max\,(+Q)$ Tonnen $\frac{x}{l} = 0{,}0$	Tonnen $\frac{x}{l} = 0{,}375$	Tonnen $\frac{x}{l} = 0{,}75$	Bezüglich $max\,(-Q)$ Tonnen $\frac{x}{l} = 0{,}0$	Tonnen $\frac{x}{l} = 0{,}375$	Tonnen $\frac{x}{l} = 0{,}75$	Tonnen $\frac{x}{l} = 1{,}0$
5	11,50	13,76	15,23	8,32	11,86	10,57	9,56
10	7,80	10,06	11,30	5,51	7,20	7,30	7,37
15	7,39	7,84	9,00	4,45	5,91	6,39	6,68
20	6,78	7,02	8,11	4,52	4,89	5,61	6,20
30	6,13	5,96	6,99	4,75	4,03	4,91	5,52
40	5,70	5,77	6,74	4,76	3,60	4,49	5,15
50	5,33	5,38	6,30	4,60	3,45	4,24	4,78

$l_1 = l_2 = l$

l (m)	Gleichwertiges gleichförmiges p f. d. lfd. m Gleis. Bezüglich $max\,(+M)$ Tonnen $\frac{x}{l} = 0{,}1$	Tonnen $\frac{x}{l} = 0{,}375$	Tonnen $\frac{x}{l} = 0{,}75$	Bezüglich $max\,(-M)$ Tonnen $\frac{x}{l} = 0{,}1$	Tonnen $\frac{x}{l} = 0{,}375$	Tonnen $\frac{x}{l} = 0{,}75$	Tonnen $\frac{x}{l} = 1{,}0$
5	10,82	9,22	9,87	9,14	8,89	8,79	5,49
10	7,10	6,11	7,05	5,78	5,67	5,64	5,47
15	6,60	5,80	6,02	4,81	4,51	4,47	5,09
20	6,30	5,67	5,44	5,45	5,30	5,28	5,10
30	5,60	5,15	5,20	5,01	4,97	5,03	4,46
40	5,21	5,07	5,15	5,05	5,11	4,94	3,80
50	4,90	4,83	4,86	4,75	4,72	4,69	3,68

Benutzt man diese Werte für die anzunehmende Verkehrslast p, so gestalten sich nach den Tabellen im § 11 des Anhangs die Gröfstwerte der Transversalkräfte und Biegungsmomente wie folgt (für zwischenliegende Querschnitte ist p interpoliert):

$max\,(+Q)$ in Tonnen.

$\frac{x}{l} =$ (m)	0,0	0,1	0,2	0,3	0,375	0,4	0,5	0,6	0,7	0,75	0,8	0,9	1,0
$l =$ 5	25,22	20,74	16,58	12,75	10,26	9,38	6,29	3,86	2,07	1,47	0,87	0,20	0,00
$l =$ 10	34,14	28,73	23,46	18,36	14,90	13,75	9,25	5,71	3,07	2,18	1,30	0,30	0,00
$l =$ 15	48,46	38,72	30,14	22,40	17,53	16,10	10,91	6,77	3,66	2,60	1,55	0,36	0,00
$l =$ 20	59,32	47,02	36,21	26,89	20,91	19,16	12,92	8,11	4,39	3,13	1,88	0,43	0,00
$l =$ 30	80,40	62,90	47,23	34,78	26,68	24,46	16,70	10,45	5,68	4,05	2,43	0,57	0,00
$l =$ 40	99,70	38,64	60,25	44,51	34,38	81,53	21,55	13,49	7,35	5,20	3,14	0,74	0,00
$l =$ 50	116,60	91,94	70,32	51,88	40,10	36,69	25,14	15,78	8,64	6,08	3,69	0,87	0,00

$max\,(-Q)$ in Tonnen.

$\frac{x}{l} =$ (m)	0,0	0,1	0,2	0,3	0,375	0,4	0,5	0,6	0,7	0,75	0,8	0,9	1,0
$l =$ 5	2,60	3,17	4,42	6,54	8,85	9,39	12,42	15,59	19,03	20,89	22,63	26,28	29,87
$l =$ 10	3,45	4,07	5,55	8,04	10,74	11,40	15,53	20,28	25,67	28,78	31,89	38,79	46,03
$l =$ 15	4,18	4,97	6,80	9,88	13,21	14,04	19,46	25,86	33,43	37,79	42,14	51,93	62,63
$l =$ 20	5,65	6,33	8,22	11,37	14,57	15,52	21,91	29,67	38,90	44,20	49,80	62,67	77,53
$l =$ 30	8,91	9,42	11,51	14,99	18,05	19,15	21,52	37,80	50,51	58,05	65,67	83,27	103,42
$l =$ 40	11,89	12,28	14,61	18,47	21,44	22,80	33,08	45,82	61,69	70,85	80,74	103,00	128,62
$l =$ 50	14,36	14,84	17,61	22,20	25,68	27,32	39,42	54,64	72,66	83,75	94,59	120,08	149,29

max (+ M) in Metertonnen.

$\frac{x}{l}$ =	0,0	0,1	0,2	0,3	0,375	0,4	0,5	0,6	7,0	0,75	0,8	0,9	1,0
m													
l = 5	0,00	10,50	17,30	20,87	21,61	21,87	22,10	19,78	14,96	11,57	7,43	1,50	0,00
l = 10	0,00	27,54	45,56	56,70	60,71	61,00	60,46	54,03	42,80	33,08	21,00	4,28	0,00
l = 15	0,00	57,63	95,68	116,45	122,44	123,34	122,34	109,52	82,69	63,47	27,00	5,50	0,00
l = 20	0,00	97,80	170,10	200,00	209,93	215,46	208,13	181,50	133,77	102,08	66,00	13,44	0,00
l = 30	0,00	195,45	331,09	411,41	434,94	440,33	436,22	385,36	286,65	219,47	140,40	28,59	0,00
l = 40	0,00	323,34	557,23	705,18	761,14	770,64	763,50	675,84	503,92	386,14	249,60	50,82	0,00
l = 50	0,00	475,40	823,03	1045,66	1033,30	1147,13	1132,56	999,10	743,58	569,73	367,50	74,73	0,00

max (— M) in Metertonnen.

$\frac{x}{l}$ =	0,0	0,1	0,2	0,3	0,375	0,4	0,5	0,6	0,7	0,75	0,8	0,9	1,0
m													
l = 5	0,00	1,46	2,83	4,50	5,20	5,56	6,94	8,33	9,72	10,40	10,18	12,57	17,14
l = 10	0,00	3,64	7,13	10,69	13,46	14,18	17,71	21,25	24,79	26,52	28,00	40,85	68,30
l = 15	0,00	6,82	23,22	19,40	23,78	25,36	31,49	38,03	44,37	47,46	50,75	80,82	143,03
l = 20	0,00	13,72	27,10	40,43	49,62	58,00	66,25	79,50	42,75	99,24	104,80	151,93	254,86
l = 30	0,00	28,41	56,25	84,38	106,16	113,18	141,47	169,76	198,06	212,31	220,50	311,37	503,52
l = 40	0,00	50,88	101,40	152,70	191,65	204,75	255,50	306,60	357,70	383,39	388,00	500,55	759,32
l = 50	0,00	74,85	148,13	222,54	276,53	294,94	368,67	442,40	516,39	553,07	596,21	752,56	1149,85

Wir geben in den folgenden Tabellen noch die dem Eisenbahnzuge gleichwertige gleichförmige Belastung p pro lfd. Meter Gleis für den Fall, wenn ein Balkenfeld doppelt so grofs als das andere ist. x und ξ sind die Abstände eines Querschnittes von der linken beziehentlich rechten Endstütze.

Balken mit 2 Feldern l_1 und l_2.

$l_1 = 2 l_2$

	Gleichwertiges gleichförmiges p in Tonnen f. d. lfd. Meter Gleis.						
	Bezüglich max (+ Q)			Bezüglich max (— Q)			
m	Tonnen.	Tonnen.	Tonnen.	Tonnen.	Tonnen.	Tonnen.	Tonnen.
l_1	$\frac{x}{l_1} = 0,0$	$\frac{x}{l_1} = 0,375$	$\frac{x}{l_1} = 0,75$	$\frac{x}{l_1} = 0,0$	$\frac{x}{l_1} = 0,375$	$\frac{x}{l_1} = 0,75$	$\frac{x}{l_1} = 1,0$
5	11,74	14,33	17,16	10,00	15,26	11,79	10,16
10	8,52	9,76	14,07	8,74	10,97	7,89	7,58
15	7,55	8,15	10,65	6,67	9,03	6,54	6,80
20	6,82	7,13	9,16	5,62	7,46	5,77	6,26
30	5,99	5,94	8,43	4,77	6,13	5,35	5,70
40	5,86	5,86	7,77	4,94	5,49	5,18	5,48
50	5,60	5,32	7,09	4,99	5,47	5,03	5,36
l_2	$\frac{\xi}{l_2} = 0,0$	$\frac{\xi}{l_2} = 0,375$	$\frac{\xi}{l_2} = 0,75$	$\frac{\xi}{l_2} = 0,0$	$\frac{\xi}{l_2} = 0,375$	$\frac{\xi}{l_2} = 0,75$	$\frac{\xi}{l_2} = 1,0$
2,5	13,86	18,68	25,52	8,18	8,15	9,75	9,80
5,0	11,29	13,42	21,73	5,70	6,87	8,70	8,79
7,5	8,74	11,57	18,30	4,88	6,54	7,09	6,85
10,0	7,51	9,66	17,26	5,01	6,06	6,33	6,45
15,0	7,28	7,54	14,00	4,78	5,06	5,85	6,36
20,0	6,61	6,77	11,65	4,86	5,50	6,02	5,80
25,0	6,08	6,05	10,81	4,85	5,42	5,74	5,63

$l_1 = 2 l_2$

m	Gleichwertiges gleichförmiges p in Tonnen f. d. lfd. Meter Gleis. Bezüglich max (+ M) Tonnen.	Tonnen.	Tonnen.	Bezüglich max (− M) Tonnen.	Tonnen.	Tonnen.	Tonnen.
l_1	$\frac{x}{l_1} = 0{,}1$	$\frac{x}{l_1} = 0{,}375$	$\frac{x}{l_1} = 0{,}75$	$\frac{x}{l_1} = 0{,}1$	$\frac{x}{l_1} = 0{,}375$	$\frac{x}{l_1} = 0{,}75$	$\frac{x}{l_1} = 1{,}0$
5	10,90	7,43	10,76	9,64	9,97	9,97	8,99
10	7,87	6,46	8,00	8,39	8,91	8,91	5,96
15	6,96	6,01	6,63	6,62	7,00	7,00	5,53
20	6,23	5,62	5,69	5,14	5,63	5,63	5,25
30	5,53	5,16	5,67	4,70	4,91	4,91	4,98
40	5,39	5,08	5,34	5,09	5,28	5,28	4,95
50	5,23	5,07	5,08	4,94	5,18	5,18	4,96
l_2	$\frac{\xi}{l_2} = 0{,}1$	$\frac{\xi}{l_2} = 0{,}375$	$\frac{\xi}{l_2} = 0{,}75$	$\frac{\xi}{l_2} = 0{,}1$	$\frac{\xi}{l_2} = 0{,}375$	$\frac{\xi}{l_2} = 0{,}75$	$\frac{\xi}{l_2} = 1{,}0$
2,5	14,31	11,27	13,81	8,89	8,99	8,99	7,89
5,0	10,62	9,08	9,57	5,70	5,64	5,64	5,96
7,5	8,44	7,65	7,82	4,76	4,77	4,77	5,53
10,0	6,96	6,32	6,58	5,28	5,21	5,21	5,25
15,0	6,54	5,37	5,84	4,99	4,90	4,90	4,98
20,0	6,16	5,39	5,82	4,95	4,86	4,86	4,94
25,0	5,62	5,29	5,19	4,94	4,87	4,87	4,95

Aus den in diesem Paragraphen mitgeteilten Tabellen ersieht man deutlich, welche Fehler man begeht, wenn man die kontinuierlichen Drehbrückenträger für eine konstante gleichförmige Verkehrsbelastung berechnet. Man wird daher am zweckmäfsigsten die wirklichen Achslasten zu Grunde legen und die gröfsten Transversalkräfte und Biegungsmomente mit Hilfe obiger Tabellen oder — bei abweichenden Belastungsannahmen sowie bei anderen Öffnungsverhältnissen — mit Hilfe von Einflufslinien (siehe § 12 des Anhangs) bestimmen.

Die specielle statische Berechnung und Querschnitts-Bemessung der Hauptträger richtet sich nach der Stütz- und Lagerungsweise der letzteren. Wie aus den §§ 30 bis 32 zu ersehen ist, sind in dieser Beziehung sehr verschiedene Anordnungen zur Ausführung gekommen.

§ 41. Getrennte Balken über zwei Öffnungen mit Hängebock über dem Mittelpfeiler (T. III, F. 5). Das Zugseil AE sei wie bei der Quincy-Brücke am Obergurte AB befestigt. Bezeichnet man den Querschnitt des letzteren mit f, die Trägerhöhe mit h, die Stützweite AB mit l, und bedeuten g die Eigenlast und p die Verkehrslast für die Längeneinheit, so ist die Pressung auf die Flächeneinheit des Obergurtes bei ausgeschwenkter Brücke:

$$\sigma = \frac{g\,l^2}{8\,f\,h} + \frac{g\,l}{2\,f\,tang\,\omega},$$

dagegen bei eingeschwenkter und belasteter Brücke, wobei die Trägerenden auf entsprechend gehobenen Stützen A und D ruhen:

$$\sigma = \frac{(g+p)\,l^2}{8\,f\,h}.$$

Beide Werte werden gleich für

$$tang\,\omega_1 = 4\,\frac{g}{p}\cdot\frac{h}{l} \quad \text{. . . . . 1.}$$

Fragt man andererseits, bei welchem Winkel ω_2 man den geringsten Materialverbrauch hat, so sind zwei Fälle zu unterscheiden:

1. $\omega_2 > \omega_1$; dann ist das Gurtvolumen von ω unabhängig, da das gröfste Biegungsmoment bei eingeschwenkter und belasteter Brücke stattfindet. Bezeichnet man die zulässige Beanspruchung der Zugseile AE mit σ_1, die des Hängebockes (mit Berücksichtigung der Knickfestigkeit) mit σ_2, ferner die entsprechenden Preise für die Volumeneinheit mit $\mathfrak{p}_1$ und $\mathfrak{p}_2$, so ist die Summe der Kosten der beiden Zugseile und des Bockes

$$K = \frac{g\,l}{2\,\sigma_1 \sin\omega} \cdot \frac{2\,l}{\cos\omega} \cdot \mathfrak{p}_1 + \frac{g\,l}{\sigma_2} \cdot l \tang\omega \cdot \mathfrak{p}_2.$$

Diese wird am kleinsten für

$$cotg\,\omega_2 = \sqrt{1 + \frac{\sigma_1\,\mathfrak{p}_2}{\sigma_2\,\mathfrak{p}_1}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 2.$$

Dieses Resultat gilt jedoch nur, so lange $\omega_2 > \omega_1$.

2. $\omega_2 < \omega_1$; dann ist das Volumen des Gurtes, welcher jetzt am stärksten bei ausgeschwenkter Brücke beansprucht wird, von ω abhängig. Bezeichnet man mit σ_3 die zulässige Gurtpressung f. d. Flächeneinheit und mit $\mathfrak{p}_3$ den Gurtpreis f. d. Längeneinheit, so betragen die Kosten der Hängesäule, des Bockes und der Obergurte:

$$K = \frac{g\,l}{2\,\sigma_1 \sin\omega} \cdot \frac{2\,l}{\cos\omega} \cdot \mathfrak{p}_1 + \frac{g\,l}{\sigma_2} \cdot l \tang\omega \cdot \mathfrak{p}_2 + \frac{2}{\sigma_3}\left(\frac{g\,l^2}{8\,h} + \frac{g\,l}{2 \tang\omega}\right) l\,\mathfrak{p}_3.$$

Diese Summe wird am kleinsten für

$$cotg\,\omega_2 = \sqrt{\frac{\sigma_3}{\sigma_2} \cdot \frac{\sigma_1\,\mathfrak{p}_3 + \sigma_2\,\mathfrak{p}_1}{\sigma_1\,\mathfrak{p}_3 + \sigma_3\,\mathfrak{p}_1}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (2^a).$$

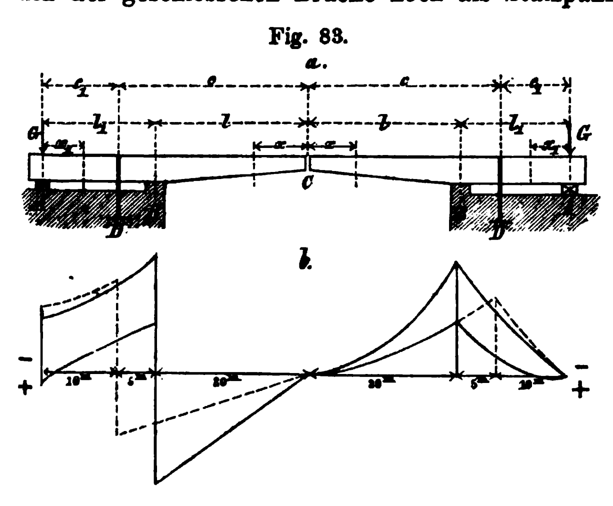
Das hiernach herauskommende ω_2 mufs jedoch der Voraussetzung $\omega_2 < \omega_1$ genügen.

Zahlenbeispiel. Es sei $\sigma_1 = \sigma_3 = 700$ kg f. d. qcm; $\sigma_2 = 350$ kg f. d. qcm; $\mathfrak{p}_1 = \mathfrak{p}_2 = 0{,}3$ Pfennige; $\mathfrak{p}_3 = 0{,}2$ Pfennige f. d. ccm; $\frac{g}{p} = 1$; $\frac{h}{l} = \frac{1}{8}$. Dann ergiebt sich aus Gl. 1: $\omega_1 = 27^0$, ferner aus Gl. 2: $\omega_2 = 33^0$, und endlich nach Gl. 2^a: $\omega_2 = 43^0$. Da nun $43^0 > 30^0$ ist, so ist der Wert $\omega_2 = 43^0$ unbrauchbar. Dagegen ist der Wert $\omega_2 = 33^0$ brauchbar, weil $33^0 > 27^0$ ist. Der günstigste Wert des Zugseilwinkels ist also $\omega = 33^0$.

§ 42. Träger über eine Öffnung mit einseitig überhängenden Enden kommen bei zweiteiligen Drehbrücken vor (vergl. T. III, F. 14^a). An der Zusammenstofsstelle C bringt man zwar Riegel an, doch wird man auf einen Zusammenhang der Träger hier nicht rechnen dürfen, sondern die erforderliche Stabilität der Brücke unter der Verkehrslast durch Gegengewichte G oder Maueranschläge d erzeugen.

Hierbei wird man zu unterscheiden haben, ob der Drehzapfen D (Textfig. 83a) auch der geschlossenen Brücke noch als Stützpunkt dient oder ob der Zapfen bei eingeschwenkter Brücke entlastet wird, indem man z. B. die hinteren Trägerenden bei A etwas anhebt, wobei die Träger sich in die Lager bei B einlegen. In jedem Falle wird man bei geöffneter Brücke eines Gegengewichtes

Fig. 83.



$$G \geqq \frac{g}{2} \cdot \frac{c^2 - c_1^2}{c_1} \quad \ldots\ldots \quad 3.$$

bedürfen. Ruhen bei geschlossener Brücke die Träger in A und B auf, so ist, wenn die Verkehrslast p den Arm l bedeckt, ein Gegengewicht

$$G \geqq \frac{g\,(l^2 - l_1^2) + p\,l^2}{2\,l_1} \quad \ldots \quad 4.$$

erforderlich. Selbstverständlich ist von Gl. 3 und 4 der gröfsere Wert mafsgebend. — Die Transversalkräfte Q und Biegungsmomente M berechnen sich wie folgt:

Für den Arm DC, bei Brücke „offen“:

$$\left.\begin{aligned} min\,(+Q) &= +\,g\,x \\ min\,(-M) &= -\frac{1}{2}\,g\,x^2 \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 5.$$

Für den Arm BC, bei Brücke „zu“:

$$\left.\begin{aligned} max\,(+Q) &= (g+p)\,x \\ max\,(-M) &= -\frac{1}{2}\,(g+p)\,x^2 \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 6.$$

Für den Arm DA, bei Brücke „offen“:

$$\left.\begin{aligned} Q &= -\,G - g\,x_1 \\ M &= -\,G\,x_1 - \frac{g\,x_1^2}{2} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 7.$$

Für den Arm BA, bei Brücke „zu“, je nachdem das Balkenstück zwischen dem Querschnitte und B, oder die ganze übrige Länge des Trägers AC belastet wird:

$$\left.\begin{aligned} max\,(+Q) &= \frac{g}{2}\left(\frac{l_1^2 - l^2}{l_1}\right) - g\,x_1 + \frac{p}{2}\,\frac{(l_1 - x_1)^2}{l_1} \\ max\,(-Q) &= \frac{g\,(l_1^2 - 2\,l_1\,x_1 - l^2)}{2\,l_1} - \frac{p\,(x_1^2 + l^2)}{2\,l_1} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 8.$$

und ferner, je nachdem nur l_1 oder nur l mit Verkehrslast bedeckt ist:

$$\left.\begin{aligned} max\,(+M) &= \frac{1}{2}\left[(g+p)\,(l_1 - x_1) - \frac{g\,l^2}{l_1}\right] x_1 \\ max\,(-M) &= -\frac{1}{2}\left[\frac{(g+p)\,l^2}{l_1} - g\,(l_1 - x_1)\right] x_1 \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 9.$$

Die gröfsten Stützendrücke endlich sind:

$$\left.\begin{aligned} max\,A &= G - \frac{g\,(l^2 - l_1^2)}{2\,l_1} + \frac{1}{2}\,p\,l_1 \\ max\,B &= \frac{(g+p)\,(l+l_1)^2}{2\,l_1} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 10.$$

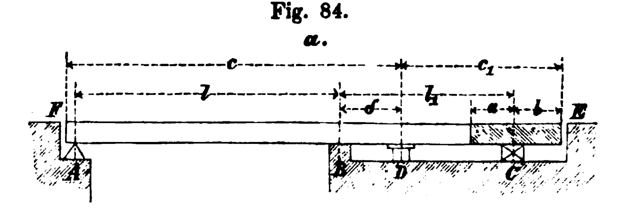
Ruht bei geschlossener Brücke der Träger nicht in B, sondern auf dem Zapfen D auf, so behalten Gl. 5 bis 10 ihre Giltigkeit für die Arme DC und DA, nur hat man überall c_1 und c_2 statt l_1 und l_2 zu setzen. Das Gegengewicht mufs in diesem Falle sein:

$$G \geqq \frac{g\,(c^2 - c_1^2) + p\,c^2}{2\,c_1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 11.$$

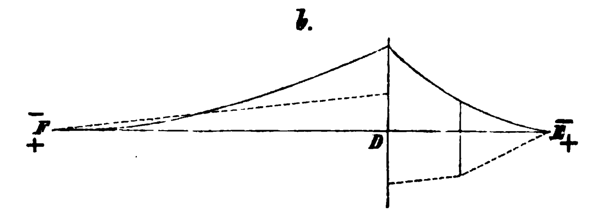
Für $c_1 = 10$ m; $c = 25$ m; $l_1 = 15$ m; $l = 20$ m; $g = 1000$ kg; $p = 1200$ kg f. d. lfd. m Träger ergiebt sich der gröfsere Wert von G nach Gl. 3 zu $G = 26250$ kg. Die nach obigem zu berechnenden Q sind in Fig. 83 *b* für die linke Brückenhälfte (Mafsstab 1 mm = 3 t), und die M für die rechte Brückenhälfte (1 mm = 3 tm) dargestellt.

Fig. 84.

a.



b.



§ 43. Kontinuierliche Träger über zwei Felder mit einer Durchlafsöffnung.

Wir setzen auch hier zunächst den allgemeinen Fall voraus, dafs der Drehzapfen D (Textfig. 84 *a*) nach Schlufs der Brücke, durch Kippen der letzteren (oder auch durch Senken des Zapfens) entlastet wird und an seiner statt das Lager B die



Stützung übernimmt. Das hintere Ende C bleibt auch bei geöffneter Brücke vom Mauerwerke unterstützt.

Das für das Gleichgewicht der ausgeschwenkten Brücke erforderliche Gegengewicht k für die laufende Längeneinheit der Strecke $(a+b)$ berechnet sich aus der Gleichung:

$$\frac{g\,(c_1-c_1^2)}{2} \geqq k\,(a+b)\left(c_1-\frac{a+b}{2}\right), \quad \ldots\ldots\ldots \quad 12.$$

während die R und M sich wie folgt ergeben: Für den Hinterarm DE, wenn x_1 von E aus gemessen wird:

$$\text{falls } x_1 < (a+b): \left\{\begin{array}{l} Q=(g+k)\,x_1 \\ M=-\dfrac{(g+k)\,x_1^2}{2} \end{array}\right\}, \quad \ldots\ldots\ldots \quad 13.$$

$$\text{falls } x_1 > (a+b): \left\{\begin{array}{l} Q=g\,x_1+k\,(a+b) \\ M=-\dfrac{g\,x_1^2}{2}-k\,(a+b)\left(x-\dfrac{a+b}{2}\right) \end{array}\right\} \quad \ldots \quad 14.$$

In Fig. 84 b sind die Q gestrichelt und die M ausgezogen angegeben. Für den Vorderarm DA ist, wenn x von A aus gemessen wird:

$$\left.\begin{array}{l} Q=-p\,x \\ M=-\dfrac{p\,x^2}{2} \end{array}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 15.$$

Bei geschlossener Brücke hat man es mit einem kontinuierlichen Balken ABC mit überhängendem Ende CE zu thun (AF kann wegen seiner Kürze vernachlässigt werden).

Durch die Wirkung des Eigengewichtes g und des Gegengewichtes k entstehen nach den Formeln 26 bis 28 und 31 bis 33 des Anhangs die Stützendrücke:

$$A=-\,k\,a^2\,\frac{2l_1^2-a^2}{8\,l\,l_1\,(l+l_1)}+k\,b^2\cdot\frac{2\,l_1}{8\,l\,(l+l_1)}+\frac{3\,l^2+l_1\,(l-l)}{8\,l}\,g+\frac{Y}{2\,l\,(l+l_1)} \quad \ldots \quad 16.$$

$$B=k\,a^2\,\frac{4\,l\,l_1+2\,l_1^2-a^2}{8\,l\,l_1^2}-k\,b^2\cdot\frac{2\,l+l_1}{4\,l\,l_1}+\frac{l^2\,(l+4\,l_1)+l_1^2\,(l_1+4\,l)}{8\,l\,l_1}\,g-\frac{Y}{2\,l\,l_1} \quad \ldots \quad 17.$$

$$C=k\,a\left(1-\frac{a}{8\,l_1^2}\cdot\frac{6\,l_1^2+4\,l\,l_1-a^2}{l+l_1}\right)+\frac{p\,b}{4}\left(4+\frac{b}{l_1}\cdot\frac{2\,l+3\,l_1}{l+l_1}\right)+\frac{3\,l_1^2+l\,(l_1-l)}{8\,l_1}\,g+\frac{Y}{2\,l_1\,(l+l_1)} \quad 18.$$

Bei normalen Stützenhöhen (d. h. wenn die Stützen der Unterkante des nicht durchgebogenen Trägers entsprechen) ist $Y=o$ zu setzen. Wirkt das Gegengewicht als Einzellast in C, so fallen in den Formeln 16 bis 18 die Glieder mit k weg.

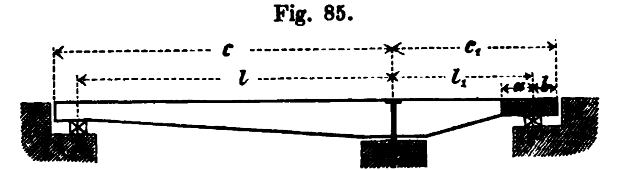
Die hiernach entstehenden Q und M sind leicht zu berechnen oder aus der mit „Einfluſs des Eigengewichtes" überschriebenen lotrechten Reihe der Tabellen im § 11 des Anhangs zu entnehmen.

Dieselben Tabellen geben auch die von der Verkehrslast p erzeugten *max* $(\pm Q)$ und *max* $(\pm M)$ für die verschiedenen Balkenquerschnitte. Zu jenen Tabellen ist zu bemerken, daſs dieselben ein Abheben des Trägers von irgend einer seiner Stützen bei keiner Belastung als möglich voraussetzen. Dies ist zu erreichen entweder durch ein genügend groſses Gegengewicht in C, oder durch Festriegeln der Trägerenden (Point Street-Brücke s. § 31 unter 3.) oder durch entsprechendes Heben der Trägerenden beim Schlieſsen der Brücke (vergl. § 31 unter 4.). Ist durch keines dieser Mittel gegen das Aufkippen der Trägerenden gesorgt (wie dies z. B. bei kleineren amerikanischen Brücken der Fall ist), so wird der Träger, je nach der Belastung, bald als ein kontinuierlicher Balken auf drei Stützen, bald als ein Balken auf zwei Stützen mit überhängendem Ende wirken und demgemäſs zu berechnen sein. Die hierzu erforderlichen Formeln findet man in § 5 bis 9 des Anhangs und in § 42 dieses Abschnittes.

In obigem ist bis jetzt vorausgesetzt worden, dafs der Träger bei eingeschwenkter Brücke seinen mittleren Stützpunkt nicht mehr in D, sondern in B habe. Es ist aber leicht einzusehen, dafs für den Fall, wenn der Drehzapfen D auch bei geschlossener Brücke die Stützung besorgt, man die entsprechenden Formeln aus den obigen erhält, indem man $\delta = o$ setzt, d. h. l und l_1 von D statt von B mifst.

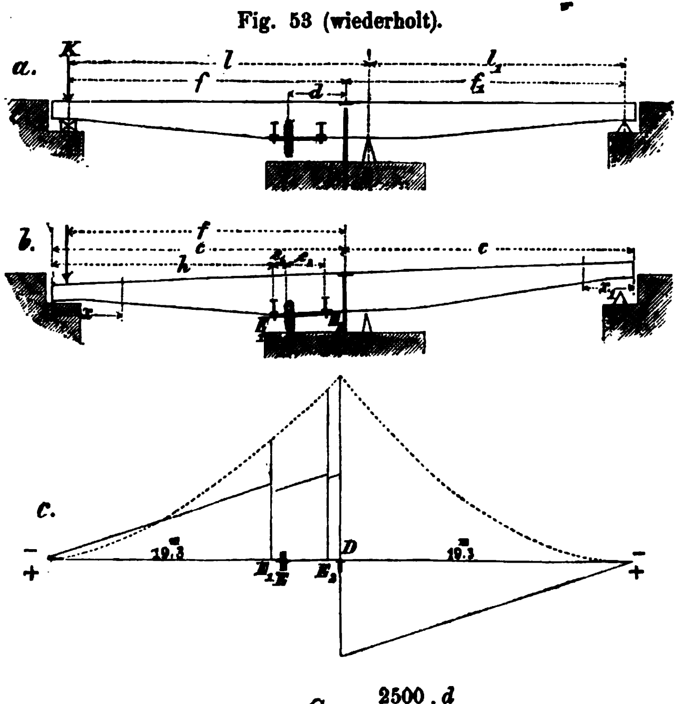
§ 44. Kontinuierliche Träger mit zwei Durchlafsöffnungen und Stützung auf dem Mittelzapfen (Textfig. 85). Hier ist meist $l = l_1$. Der Drehzapfen dient auch bei geschlossener Brücke als Stützpunkt. Etwaige sonstige Räder oder Rollen, die auf dem Mittelpfeiler angebracht sind, dienen nur zur Sicherung gegen seitliches Schwanken beim Drehen der Brücke. Zur Berechnung der Träger sind die im vorigen Paragraph gegebenen Formeln, sowie die Tabellen im § 11 des Anhangs zu benutzen.

Fig. 85.



§ 45. Träger der Drehbrücken nach Schwedler. Für geschlossene Brücke sind die Träger als kontinuierliche Balken auf drei Stützpunkten A, B, C mit Hilfe der Tabellen im § 11 des Anhangs zu berechnen. Von dem Einflusse des bei dieser Konstruktion ohnehin verhältnismäfsig kleinen Gegengewichtes G auf die R und M kann abgesehen werden, da das Gegengewicht über oder sehr nahe dem Stützpunkte A wirkt.

Fig. 53 (wiederholt).



Bei geöffneter Brücke ruhen die Träger in der Mitte auf dem Drehzapfen D und aufserdem auf dem Stützrade E auf. Der Druck auf das letztere wird willkürlich, und zwar gewöhnlich zu 5000 kg angenommen, wodurch das Gegengewicht sich für einen Träger zu

$$G = \frac{2500 \cdot d}{f} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 19.$$

bestimmt. Der Druck auf den Zapfen wird hiernach für einen Träger:

$$D = 2gc + G = 2500 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 20.$$

Der Stützraddruck E verteilt sich auf die beiden Querträger:

$$E_1 = 2500 \frac{e_2}{e_1 + e_2}, \qquad E_2 = 2500 \frac{e_1}{e_1 + e_2} \quad \ldots \ldots \quad 21.$$

Hiernach ist es leicht für die geöffnete Brücke die Transversalkräfte und Biegungsmomente zu berechnen. Es ist für den linken Arm:

für $x = o$ bis $x = c - f$:

$$\left.\begin{array}{l} Q = -gx \\ M = -\frac{gx^2}{2} \end{array}\right\}, \quad \ldots \quad 22.$$

für $x = c - f$ bis $x = h$:

$$\left.\begin{array}{l} Q = -G - gx \\ M = -G(x - c + f) - \frac{gx^2}{2} \end{array}\right\}, \quad \ldots \quad 23.$$

für $x = h$ bis $x = h + e_1 + e_2$:

$$\left.\begin{array}{l} Q = -G - gx + E_1 \\ M - G(x - c + f) - \frac{gx^2}{2} + E_1(x - h) \end{array}\right\}, \quad \ldots \quad 24.$$

für $x = h + e_1 + e_2$ bis $x = c$:

$$\left.\begin{array}{l} Q = -G - gx + E_1 + E_2 \\ M = -G(x - c + f) - \frac{gx^2}{2} + E_1(x - h) + E_2(x - h - e_1 - e_2 \end{array}\right\}; \quad \ldots \quad 25.$$

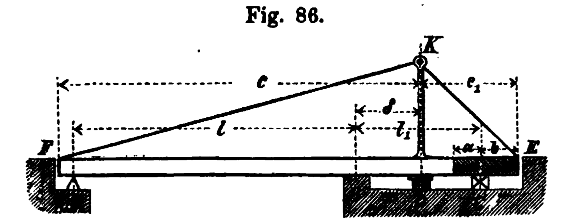
und für den rechten Arm: für $x_1 = o$ bis $x_1 = c$:

$$\left.\begin{array}{l} Q = -gx_1 \\ M = -\frac{gx_1^2}{2} \end{array}\right\} \quad \ldots \quad 26.$$

Zahlenbeispiel. Bei der Drehbrücke über die Elbe bei Hohnstorf ist $c = 19{,}3$ m; $d = 3{,}66$ m; $e_1 = 0{,}56$ m; $e_2 = 3{,}1$ m; $h = 15{,}14$ m; $g = 1300$ kg f. d. lfd. m Träger, und es ist $f = c$ angenommen. Hiernach ergiebt sich: $G = 465$ kg; $D = 48\,145$ kg; $E_1 = 2118$ kg; $E_2 = 382$ kg. Die nach Gl. 22 bis 26 berechneten Q und M sind im Holzschnitte 53c und zwar die ersteren durch die ausgezogene und die letzteren durch die gestrichelte Kurve für die Maſsstäbe 1 mm = 2 t beziehentlich 1 mm = 2 tm dargestellt.

§ 46. Armierte kontinuierliche Träger über zwei Felder (Textfig. 86). Beispiele: Drehbrücke zu Birkenhead, Wensum-Brücke der Norwich Eisenbahn. Bei geöffneter Brücke hat der kontinuierliche Balken die Stützpunkte F, D und E und es wirken auf denselben 1. die Konstruktionslast g auf die Längeneinheit, 2. das Gegengewicht k auf die Längeneinheit der Strecke $(a + b)$; dieses k wird gewöhnlich gröſser als das für das Gleichgewicht der Brücke erforderliche und nach Gl. 12 zu berechnende k sein. Infolge dessen wirkt 3. ein in C von unten nach oben gerichteter Druck:

Fig. 86.



$$C = \frac{1}{l_1 - \delta}\left[\frac{g}{2}(c_1^2 - c^2) + k(a + b)\left(c_1 - \frac{a + b}{2}\right)\right] \quad \ldots \quad 27.$$

4. endlich, infolge der Spannung in den Seilen FK und EK, ein parallel zur Balkenachse wirkender Druck. Derselbe verteilt sich, je nach der Lage der Aufhängungspunkte F und E gegen die Balkenachse, nur über den Obergurt (wie in Fig. 86) oder gleichmäſsig über den ganzen Querschnitt (wenn F und E in der Balkenachse liegen).

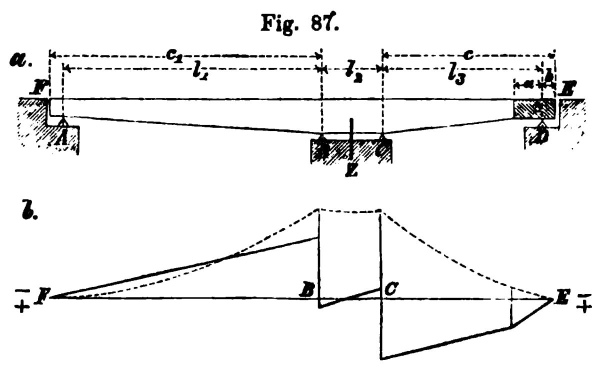
Zur Berechnung der Stützendrücke F, D und E dienen die Formeln in den §§ 5 und 6 des Anhangs, indem man dort $l_1 = c$; $b = o$; $a = a + b$; $q_1 = q_2 = g$ und Y nach Gl. 14 des Anhangs einsetzt. Hierbei ist zu berücksichtigen, daſs die in der letzteren Formel (14) vorkommenden Stützenhöhen-Unterschiede $s_2 - s_1$ und $s_2 - s_3$ die Senkungen der Punkte F und E unter die ursprüngliche Wagrechte bedeuten. Diese Senkungen sind aber selbst von den Gröſsen der Stützendrücke in F und in E ab-

hängig, da die Abwärtsbewegung dieser Punkte eine Folge der Verlängerung der Spannbänder FK und EK sowie der Verkürzung des Balkens FE ist. Sind die Querschnitte der Spannbänder und des Balkens bekannt, so lassen sich leicht jene Längenänderungen als Funktionen der Stützendrücke F und E, beziehentlich ihrer entsprechenden Komponenten darstellen.

Die Beanspruchung des Balkens erfolgt nach obigem sowohl auf Biegung als auch auf Axialdruck; es mufs derselbe daher für diese zusammengesetzte Beanspruchung berechnet werden.

Bei geschlossener Brücke hat man es mit einem kontinuierlichen Balken auf den Stützen A, B und C zu thun. Die Rechnung ist genau wie in § 43 zu führen.

Fig. 87.



§ 47. Kontinuierlicher Balken auf vier festen Stützen (Textfig. 87). Hierher gehören alle diejenigen Brücken, bei welchen der Drehzapfen nur zur Führung dient und die Stützung durch Vermittelung eines ringförmigen Trägers auf einem Rollenkranze geschieht.

Bei ausgeschwenkter Brücke ruht der Träger nur in B und C auf und es ist:

$$B = C = \frac{g(c_1 + l_2 + c_3) + k(a+b)}{2} = g\left(c_1 + \frac{l_2}{2}\right) \quad . \; . \; . \; . \; . \quad 28.$$

Ferner erhält man für einen Querschnitt zwischen F und B im Abstande x_1 von F:

$$\left.\begin{aligned} Q &= -g x_1 \\ M &= -\frac{g x_1^2}{2} \end{aligned}\right\}, \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 29.$$

zwischen B und C im Abstande x_2 von B:

$$\left.\begin{aligned} Q &= -g(c_1 + x_2) + B \\ M &= -\frac{g(c_1 + x_2)^2}{2} + B x_2 \end{aligned}\right\}, \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 30.$$

zwischen C und E im Abstande x_3 von E, so lange $x_3 < (a+b)$:

$$\left.\begin{aligned} Q &= (g+k)\, x_3 \\ M &= -\frac{(g+k)\, x_3^2}{2} \end{aligned}\right\}, \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 31.$$

Fig. 88.

und so lange $x_3 > (a+b)$:

$$\left.\begin{aligned} Q &= g x_3 + k(a+b) \\ M &= -\frac{g x_3^2}{2} - k(a+b)\left(x_3 - \frac{a+b}{2}\right) \end{aligned}\right\} \quad . \; . \quad 32.$$

Die entsprechenden graphischen Darstellungen (ausgezogen für Q, gestrichelt für M) siehe Fig. 87 *b*.

Bei eingeschwenkter Brücke bilden die Träger kontinuierliche Balken mit drei Feldern l_1, l_2 und l_3. Der zugemessene Raum verbietet es, in dieser Abhandlung auf die allgemeine Untersuchung derartiger Träger einzugehen.[8]) Meist wird es genügen, die in Textfig. 88 angedeuteten Belastungsfälle und die ihnen symmetrischen

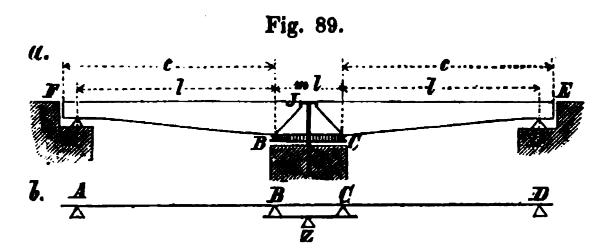
[8]) Siehe näheres hierüber in Kapitel IX, Theorie der eisernen Balkenbrücken.

zu berücksichtigen. Denkt man sich hierbei die gleichförmigen Lasten durch Zwischenträger auf die Knotenpunkte der Hauptträger übertragen, so berechnen sich die Stützendrücke nach Gl. 64 bis 69 des Anhangs, wonach sich auch leicht die Q und die M ergeben. Sind nur die Biegungsmomente zu bestimmen, so genügt es meist schon, die Belastungsfälle 4, 5, 8, 9 und 12 sowie den dem letzteren entgegengesetzt symmetrischen anzunehmen; es sind dann für die Stützendrücke die Formeln 70 bis 75 des Anhangs mafsgebend.

Am häufigsten wird man mit gleicharmigen Drehbrücken, für welche $l_1 = l_3 = l$ und $l_2 = m\,l$ ist, zu thun haben. Für diese Fälle findet man in der Tabelle § 15 des Anhangs die berechneten Werte von $max\,Q$ und $max\,M$ für $m = 0{,}2$, $0{,}3$ und $0{,}4$. Die Tabelle setzt voraus, dafs der Träger bei keiner Belastung sich von einer Endstütze noch von einer Mittelstütze abhebt. Ersteres wird nur höchst selten $\left(\text{bei grofsem } \frac{p}{g}\right)$ möglich sein, auch kann man demselben durch Riegel, Stützenüberhöhung und dergl. entgegenwirken. Ein Abheben von der Mittelstütze, z. B. C, findet statt, wenn bei Belastung nur von l_1 mit Verkehr der nach § 14 des Anhangs zu berechnende Wert von $C = A_3$ negativ wird. In allen solchen Belastungsfällen sind die entsprechenden Werte von Q und M nicht mehr aus der Tabelle zu entnehmen, sondern wie für einen kontinuierlichen Balken über zwei Öffnungen l_1 und $(l_2 + l_3)$, nach den Formeln 64 bis 67 beziehentlich 70 bis 73, welche zunächst die Stützendrücke geben, zu berechnen. Man wird sich zweckmäfsiger Weise auch hier an das im Holzschnitte angegebene Belastungsschema halten.

§ 48. Kontinuierlicher Träger auf vier Stützen, von denen die beiden mittleren ausbalanciert sind (Textfig. 89). Die Stützung erfolgt nicht auf den Rollen, sondern auf dem Drehzapfen, an welchen der ringförmige Träger (die Trommel) angehangen ist. Die Rollen dienen nur zur Sicherung gegen Schwanken beim Drehen.

Fig. 89.



Bei jeder Belastung werden hier die Stützendrücke B und C einander gleich sein, da das Hängewerk BJC sonst nicht im Gleichgewichte sein kann. Die Stützungsverhältnisse des Trägers sind also dieselben wie die des schematisch angedeuteten Balkens (Fig. 89 b). BC ist als steifer Zwischenträger zu betrachten und demgemäfs zu konstruieren.

Bei geöffneter Brücke ruht der Balken nur in B und C auf. Zur Berechnung der Q und M dienen Gl. 29 und 30 des vorigen Paragraphen.

Bei geschlossener Brücke findet man die Q und M nach V. des Anhangs.

Ein Abheben von einer Mittelstütze kann bei dieser Konstruktion nicht erfolgen, wohl aber von einer Endstütze, z. B. D, wenn die Verkehrslast das Stück AZ überdeckt. Es wird dies eintreten, wenn der nach § 18 des Anhangs zu berechnende Stützendruck:

$$D = \frac{1}{2}\,g\,l\left[1 - \frac{(2+m)(1+m^2)}{2(3m^2+8m+4)}\right] - p\,l\,.\,\frac{2+m(m^3+5m^2-4m-3)}{8(2+3m)(2+m)} \quad . \quad . \quad 33.$$

negativ ausfällt.

In allen solchen Fällen hat man es mit einem Balken auf drei Stützen A, B und C zu thun, dessen Ende CE frei überhängt. Die Stützendrücke B und C bleiben

auch jetzt noch einander gleich, sodafs die Drücke A und $B = C$ leicht aus den Gleichgewichtsbedingungen zu bestimmen sind. Wir gehen jedoch hierauf nicht specieller ein, da man das schädliche Abheben der Trägerenden durch Stützenüberhöhung oder durch Riegel unmöglich machen mufs.

2. Einflufs der Querschnitts-Veränderlichkeit.

§ 49. Träger mit konstantem Querschnitte, aber veränderlicher Höhe. Die in den §§ 40 bis 48 benutzten Formeln und Tabellen gelten streng genommen nur für einen Balken, dessen Querschnitte ein konstantes J beibehalten. In dem Folgenden soll der Einflufs eines veränderlichen J speciell für Balken über zwei gleich grofse Öffnungen l untersucht werden, da diese für Drehbrücken die wichtigsten sind.

Für solche Balken können die Ausdrücke für die Stützendrücke geschrieben werden (vergl. § 8 des Anhangs):

$$A_1 = \left(\frac{C}{2} + \frac{1}{4}\right) q_1 l + \left(\frac{C}{2} - \frac{1}{4}\right) q_2 l \quad \dots \dots \dots \dots \quad 34.$$

$$A_2 = (1 - C)(q_1 + q_2) l \quad \dots \dots \dots \dots \quad 35.$$

$$A_3 = \left(\frac{C}{2} - \frac{1}{4}\right) q_1 l + \left(\frac{C}{2} + \frac{1}{4}\right) \quad \dots \dots \dots \dots \quad 36.$$

Der Koeffizient C ist von der Form des Trägers abhängig. Für einige specielle Fälle ist derselbe von Baensch (Zeitschr. f. Bauw. 1857, S. 302) unter der Voraussetzung bestimmt worden, dafs $J = f\frac{y^2}{2}$ gesetzt werden kann, worin f = Gurtquerschnitt und y = Trägerhöhe. (Siehe auch Winkler's Theorie der Brücken, äufsere Kräfte der Balkenträger. 3. Aufl., S. 224.) Ist der eine, z. B. der untere Gurt, gerade und nimmt die Trägerhöhe von dem Werte a an den Endstützen, proportional der Entfernung x von letzteren, bis zum Werte $a + bl$ an der Mittelstütze zu, sodafs $y = a + bx$, so ist, wenn man $\frac{a + bl}{a} = n$ setzt:

$$C = \frac{(n-1)(2 + 5n - n^2) - 6n \,.\, log.nat.n}{4(n-1)(2n\, log.nat.n - n^2 + 1)} \quad \dots \dots \dots \dots \quad 37.$$

Man erhält:

für $n = 0{,}0$,	$C = 0{,}2500$	für $n = 0{,}6$,	$C = 0{,}3560$
„ $n = 0{,}2$,	$C = 0{,}3186$	„ $n = 0{,}8$,	$C = 0{,}3666$
„ $n = 0{,}4$,	$C = 0{,}3412$	„ $n = 1{,}0$,	$C = 0{,}3750$

Ist der eine Gurt gerade, der andere parabolisch, oder sind beide parabolisch, die Endhöhe $= h_0$, die gröfste Höhe über Mittelstütze $= h$, so ergiebt sich nach Michaelis (Verhandelingen van het k. Instit. van Ingenieurs 1867—1868, S. 132), wenn $\frac{h - h_0}{h_0} = m$ gesetzt wird:

für $m = 0{,}0$,	$C = 0{,}3750$	für $m = 2{,}5$,	$C = 0{,}3463$
„ $m = 0{,}5$,	$C = 0{,}3651$	„ $m = 3{,}0$,	$C = 0{,}3443$
„ $m = 1{,}0$,	$C = 0{,}3585$	„ $m = 4{,}0$,	$C = 0{,}3403$
„ $m = 1{,}5$,	$C = 0{,}3537$	„ $m = 5{,}0$,	$C = 0{,}3372$
„ $m = 2{,}0$,	$C = 0{,}3498$	„ $m = 10{,}0$	$C = 0{,}3264$.

Die angeführten Resultate wird man jedoch nur in solchen Fällen benutzen dürfen, wo die Gurte mit wenigstens nahezu konstantem Querschnitte ausgeführt werden können.

§ 50. Träger mit konstanter Höhe, aber mit veränderlichem, den *max M* proportionalen Gurtquerschnitte. Die zu Grunde gelegten *max M* sind zunächst unter der Annahme eines konstanten Querschnittes zu berechnen. Nach einer hier nicht specieller wieder zu gebenden Untersuchung des Verfassers erhält man, je nach dem Verhältnisse der Konstruktions- zur Verkehrslast:

für $\frac{g}{p} =$	0	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	1	3	∞
$C =$	0,3890	0,3724	0,3623	0,3290	0,3158	0,3039.

In Wirklichkeit führt man nun bekanntlich die Gurtquerschnitte nur angenähert proportional den *max M* aus. Wählt man die zulässige Material-Inanspruchnahme nicht für alle Gurtquerschnitte gleich grofs, so gestaltet sich das Verhältnis noch komplizierter.

Um hierüber Aufklärung zu erhalten, ist eine Reihe von Entwürfen von zweigleisigen Eisenbahn-Drehbrücken mit Parallel-Blechträgern über zwei gleich grofse Spannweiten l speciell bearbeitet worden, wobei die §§ 39 und 40 dieses Abschnittes zu Grunde gelegt wurden. Nach Feststellung der Querschnittsabmessungen der Träger dienten die Formeln 36 bis 38 des Anhangs zur Berechnung der Stützendrücke. Es ergab sich das Resultat, dafs bei $l = 10$ bis 25 m der Koeffizient C, bis auf verschwindende Differenzen, gleich 0,375, wie bei Trägern mit konstantem J, gesetzt werden darf. Dies gilt jedoch nur bei nicht überhobenen (d. h. in normaler Höhe liegenden) Stützen. Ist letzteres nicht der Fall, wird z. B. die elastische Durchbiegung der ausgeschwenkten Brücke nach dem Einschwenken gar nicht weggenommen, so ergeben sich unter Voraussetzung genauer Proportionalität zwischen Gurtquerschnitt und *max M* die theoretischen Werte

bei $\frac{g}{p} =$	0	$\frac{1}{8}$	1	∞
$C =$	0,3890	0,3259	0,2914	0,2500.

Der Einflufs der Querschnittsveränderlichkeit wächst also mit der Spannweite der Brücke.

Betrachtet man schliefslich noch den Fall, dafs die Trägerenden nach dem Einschwenken so hoch gehoben werden, dafs das gröfste negative Biegungsmoment über der Mittelstütze bei vollbelasteter Brücke wesentlich kleiner als bei ausgeschwenkter Brücke bleibt (das Verhältnis sei $\leq 1 : \left[1 + \frac{g}{g+p}\right]$), so werden die unter Voraussetzung eines konstanten J berechneten Endstützendrücke wiederum zu grofs herauskommen. Hierdurch fallen auch die *max* $(+ M)$ innerhalb der Öffnungen zu grofs, dagegen die berechneten $(- M)$ über der Mittelstütze zu klein aus. Da nun aber zur Querschnitts-Bemessung des Trägers das gröfsere, bei ausgeschwenkter Brücke über der Mittelstütze entstehende *max* $(- M)$ mafsgebend bleibt, so werden die für konstantes J berechneten Träger in den Gurten nirgends zu schwach, sondern nur stellenweise zu stark sein.

Ganz dasselbe gilt auch bezüglich der Transversalkräfte, wenn das *max* $(- Q)$ über der Mittelstütze bei ausgeschwenkter Brücke wesentlich gröfser als bei vollbelasteter geschlossener Brücke ist. So lange letzteres jedoch nicht der Fall ist, mufs man der Sicherheit halber die negativen Transversalkräfte um etwa $\left(20 \frac{g}{g+p}\right)$ Prozent gröfser annehmen als die Berechnung unter Annahme eines konstanten J ergiebt.

§ 51. Träger mit veränderlicher Höhe und veränderlichem, den *max M* angepafsten Gurtquerschnitte. Eine Reihe durchgearbeiteter Projekte von zweigleisigen Eisenbahndrehbrücken mit verschieden geformten Blechträgern über zwei gleiche Spannweiten l zeigte, dafs für $l = 20$ bis 30 m, gröfster Höhe $h = \frac{l}{10}$ bis $\frac{l}{7}$, Endhöhe $= h_0$, $\frac{h - h_0}{h_0} = m = 0{,}4$ bis 1,0, bei normalen Stützenhöhen, C zwischen 0,366 und 0,325 wechselt.

Auch hier werden demnach die unter Annahme eines konstanten J berechneten *max* $(+ M)$ zu grofs und die *max* $(- M)$ zu klein ausfallen. Da jedoch bei gröfseren Brücken $\left(\text{sobald } \frac{g}{p} \geqq \frac{1}{3}\right)$ das *max* $(- M)$ an der Mittelstütze für die ausgeschwenkte Brücke bei weitem gröfser als das *max* $(- M)$ daselbst für die vollbelastete geschlossene ist, so ergiebt die unter Zugrundelegung eines konstanten J durchgeführte Rechnung nirgends einen zu schwachen, sondern nur stellenweise einen zu starken Träger.

Für die Transversalkräfte Q gilt dasselbe, sobald $\frac{g}{p} \geqq \frac{5}{3}$. Bei kleineren g wird man die $(- Q)$ bei Trägerformen, deren $m = 0{,}4$ bis 1,0 ist, um etwa 8 m Prozent gröfser als die für ein konstantes J berechneten zu nehmen haben.

§ 52. Träger mit zwei ungleich grofsen Spannweiten l_1 und l_2. Eine Reihe bearbeiteter Projekte für zweigleisige Eisenbahnbrücken mit Trägern von konstanter Höhe hat gezeigt, dafs für $\frac{l_1}{l_2} = 2$ schon von $l_1 = 10$ m an die *max* $(+ M)$ kleiner und die *max* $(- M)$ der geschlossenen und belasteten Brücke gröfser ausfallen als dieselben M für ein konstantes J. Da aber schon bei $\frac{g}{p} = 0{,}235$ das *max* $(- M)$ der ausgeschwenkten Brücke das überwiegende ist, so giebt auch hier die Voraussetzung J konstant, nirgends zu schwache Abmessungen. Für die Transversalkräfte gilt dasselbe erst, wenn $\frac{g}{p} \geqq 1{,}463$.

Haben die Träger keine konstante Höhe, so tritt der Einflufs der Querschnittsveränderlichkeit in einer sehr verschiedenen Weise auf und ist oft so erheblich, dafs die unter Voraussetzung eines konstanten J berechneten M und Q ganz unbrauchbar sind.

§ 53. Beispiel für die genauere Berechnung eines Trägers mit veränderlichem J über zwei ungleich grofse Öffnungen (vergl. § 7 bis 9 des Anhangs).

In der Tabelle S. 103 sind die Verhältnisse der Elb-Brücke zu Hohnstorf zu Grunde gelegt worden. Die Öffnung $l_1 = 19{,}8$ m werde in 22 Teile zu $\triangle x = 0{,}90$ m und die Öffnung $l_2 = 17{,}8$ m in 20 Teile zu $\triangle \xi = 0{,}89$ m geteilt vorausgesetzt. Die Hauptträger sind Blechträger von 131,6 bis 175,0 cm Höhe mit 1 bis 3 Kopfplatten. Die in der zweiten lotrechten Reihe angegebenen J entsprechen den wirklich ausgeführten Querschnitten.

Daher nach Gl. 41 und 42 des Anhangs:

$$\frac{1}{10000} \Sigma \frac{x^2 . \triangle x}{J} = \frac{0{,}90^3}{3} . 41{,}382 = 10{,}0556$$

$$\frac{1}{10000} \Sigma \frac{x^3 . \triangle x}{J} = \frac{0{,}90^4}{3} . 652{,}499 = 142{,}6881.$$

Mittels einer ganz ähnlichen Rechnung hat sich für das Feld $l_2 = 1{,}78$ m ergeben:

$$\frac{1}{10000} \Sigma \frac{\xi^2 . \triangle \xi}{J} = 9{,}1467 \quad \text{und} \quad \frac{1}{10000} \Sigma \frac{\xi^3 . \triangle \xi}{J} = 113{,}6513.$$

Ist nun l_1 mit q_1 und l_2 mit q_2 pro Längeneinheit belastet, so erhält man nach Gl. 35 des Anhangs bei gleich hohen Stützen:

$$\left[\frac{1}{(19{,}8)^2} . 100566 + \frac{1}{(17{,}8)^2} . 91467\right] M_2 + \frac{1}{2} q_1 \left[100566 - \frac{1426811}{19{,}8}\right] + \frac{1}{2} q_2 \left[91467 - \frac{1136518}{17{,}8}\right],$$

oder: $M_2 = - 26{,}100\, q_1 - 25{,}393\, q_2$ mkg . . . . 38.

Spannweite $l_1 = 19{,}8$ m; $\triangle x = 0{,}90$ m.

$m = \frac{x}{\Delta x}$	$10000\,J$ für m als Einheit.	$0{,}0001\,i$ (s. Gl. 41 u. 42 d. Anhangs).	m^2	$0{,}0001\,\frac{m^2}{i}$	m^3	$0{,}0001\,\frac{m^3}{i}$
0	108,6150	108,6	0	0,000	0	0,000
1	108,6150	27,1	1	0,037	1	0,037
2	108,6150	54,3	4	0,074	8	0,148
3	161,2060	40,3	9	0,223	27	0,669
4	161,2060	80,6	16	0,199	64	0,800
5	216,2630	54,0	25	0,462	125	2,310
6	216,2630	108,1	36	0,333	216	1,998
7	216,2630	54,0	49	0,906	343	6,342
8	216,2630	108,1	64	0,592	512	4,736
9	216,2630	54,0	81	1,492	729	13,475
10	216,2630	108,1	101	0,925	1000	9,250
11	216,2630	54,0	121	2,236	1331	24,596
12	216,2630	108,1	144	1,332	1728	16,000
13	250,4300	62,6	169	2,700	2197	35,096
14	216,0920	108,0	196	1,815	2744	25,384
15	169,9240	42,4	225	5,294	3375	79,412
16	194,0000	97,0	256	2,640	4096	42,203
17	280,3270	70,0	289	4,122	4913	70,085
18	280,3270	140,1	324	2,311	5832	41,598
19	280,3270	70,0	361	5,149	6859	97,846
20	352,8770	176,4	400	2,268	8000	45,352
21	352,8770	88,2	441	5,000	9261	104,989
22	352,8770	352,8	484	1,372	10648	30,173
			Summe	41,382	Summe	652,499

Für Vollbelastung z. B. ist bei der Hohnstorfer Brücke $q_1 = q_2 = (g + p) = (1300 + 5100) = 6400$ **kg** f. d. lfd. m Gleis, demnach $M_2 = -51{,}493\,(g + p) = -329555$ **mkg**, während man bei konstantem J nach Gl. 22 des Anhangs: $M_2 = -44{,}555\,(g + p) = -285179$ **mkg**, also gegen 16 % kleiner erhält. Da das gröfste negative Biegungsmoment bei ausgeschwenkter Brücke (vergl. Gl. 26 in § 45) nur $= -\frac{1300 \,.\, 19{,}8^2}{2} = -242100$ **mkg** beträgt, so ist der gefundene Unterschied von 16 % zu berücksichtigen, und hat man demgemäfs die $(-M)$ bei geschlossener Brücke zu berichtigen.

Ist l_1 mit $(g + p)$ und l_2 nur mit g belastet, so giebt Gl. 38:

$$M_2 = -26{,}100 \,.\, 6400 - 25{,}393 \,.\, 1300 = -200051 \text{ mkg}.$$

Hiernach berechnet sich der Stützendruck:

$$A_1 = \frac{M_2}{l_1} + \frac{(g+p)\,l_1}{2} = \frac{-200051}{19{,}8} = \frac{6400 \,.\, 19{,}8}{2} = 53257 \text{ kg},$$

und folglich für $x = \frac{53257}{6400} = 8{,}321$ m: das $max\,(+M) = 53257 \,.\, 8{,}321 - 6400 \,.\, \frac{(8{,}321)^2}{2} = 221588$ **mkg**, während man bei konstantem J erhalten würde: $max\,(+M) = 226025$ **mkg**.

In ähnlicher Weise wird für den kürzeren Arm, wenn l_1 mit g und l_2 mit $(g + p)$ belastet ist, $M_2 = -26{,}100 \,.\, 1300 - 25{,}393 \,.\, 6400 = -195445$ **mkg** und $A_3 = \frac{M_2}{l_2} + \frac{(p+g)}{2} l_2 = 45980$ **kg**, daher für $\xi = 7{,}84$ m das $max\,(+M) = 165232$ **mkg**, während bei konstantem J das $max\,(+M) = 185514$ **mkg** herauskommt. Die Umhüllungskurve der positiven Maximalmomente ist hiernach leicht zu berichtigen.

Es sei schliefslich noch bemerkt, dafs die Träger der Hohnstorfer Brücke für eine konstante zulässige Maximalbeanspruchung von 730 **kg** pro qcm bemessen worden sind und dafs man zu wesentlich anderen Ergebnissen gelangt, wenn man die zulässige Beanspruchung für verschiedene Stellen des Trägers verschieden annimmt.

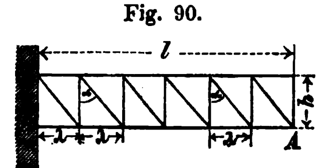
3. Einflufs der Füllungsglieder.

§ 54. Die Füllungsglieder des Fachwerkträgers. In sämtlichen oben benutzten Formeln für kontinuierliche Balken ist die Wirkung der Kräfte in den Füllungsgliedern nicht in Betracht gezogen worden. Ist dies auch bei Blechträgern zulässig, so

kann dasselbe doch bei Fachwerkträgern nicht ohne weiteres gestattet werden, weil hier die Füllungsglieder wesentliche Längenänderungen erleiden und hierdurch die Formänderung des Fachwerkes in einer nicht zu vernachlässigenden Weise beeinflussen.

Das vorliegende Fachwerk sei z. B. ein Parallelträger AB (Textfig. 90), in BC eingemauert, und beliebig belastet. Dasselbe sei für die, bei der ungünstigsten Belastungsweise entstehenden $max\, M$ und $max\, Q$ bemessen, wobei die zulässige Materialbeanspruchung für Zug oder Druck σ heifsen mag (auf Knickfestigkeit soll vorläufig keine Rücksicht genommen werden).

Fig. 90.



Der Querschnitt irgend eines Vertikalständers und der zugehörigen Diagonale heifse f_1 bezw. f_2 und die betreffende Transversalkraft bei beliebiger Belastung Q. Dann ist die Verkürzung der Vertikalen: $\Delta_1 = \frac{Qh}{f_1 E}$ und die Verlängerung der Diagonalen: $\Delta_2 = \frac{Q \sec\alpha}{f_2 E} \cdot h \sec\alpha$. Nach Gl. 85 des Anhangs entsteht hierdurch eine Senkung des Endpunktes A im Betrage von $\Delta_1 + \frac{\Delta_2}{\cos\alpha}$. Setzt man hierin die berechneten Werte für Δ_1 und Δ_2 und aufserdem für die bekannten Querschnitte $f_1 = \frac{max\, Q}{\sigma}$ und $f_2 = \frac{f_1}{\cos\alpha}$ ein, so ergiebt sich die Senkung von A infolge der Längenänderung der Füllungsglieder eines Faches λ:

$$\Delta_1 + \frac{\Delta_2}{\cos\alpha} = \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{Qh}{max\, Q} (1 + \sec^2\alpha)$$

und folglich die Senkung des Endpunktes A infolge der Längenänderung der Füllungsglieder für die Längeneinheit des Trägers:

$$\frac{1}{\lambda}\left(\Delta_1 + \frac{\Delta_2}{\cos\alpha}\right) = \frac{\sigma}{\lambda E} \cdot \frac{Qh}{max\, Q} (1 + \sec^2\alpha).$$

Die Gesamtsenkung von A infolge der Längenänderung sämtlicher Füllungsglieder ist also, wenn man $\lambda = \frac{l}{n}$ schreibt:

$$\delta = \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{nh}{l} (1 + \sec^2\alpha) \int_0^l \frac{Q}{max\, Q} dx \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 39.$$

Diese Gleichung soll benutzt werden zur **Bestimmung der Stützendrücke eines kontinuierlichen Fachwerkträgers mit zwei gleich grofsen Feldern** $A_1 A_2 = A_2 A_3 = l$, dessen Parallelgurte vollkommen unelastisch und dessen Füllungsglieder genau proportional den betreffenden, bei ungünstigster Belastung entstehenden und in gewöhnlicher Weise berechneten $max\, Q$ bemessen sind.

Ist ein solcher Träger in beiden Feldern mit q pro Längeneinheit belastet, so kann derselbe in A_2 als wagerecht eingemauert angesehen werden und es ist für einen Querschnitt im Abstande x von A_1: $Q = A_1 - qx$. Da bei gleich hohen Stützen die Senkung von A_1 gegen A_2 Null beträgt, so mufs nach Gl. 39:

$$\int_0^l \frac{(A_1 - qx)\, dx}{max\, Q} = o$$

sein. Setzt man hierin für $max\, Q$ den betreffenden algebraischen Ausdruck für die Maximaltransversalkraft eines kontinuierlichen Drehbrückenträgers (ohne Berücksichtigung der Füllungsglieder berechnet) ein, so ergiebt sich durch Auflösung der Gleichung der gesuchte Stützendruck A_1.

Wir geben hier nur die Resultate einer solchen Rechnung. Es wird für

$\frac{g}{p} =$	0	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{3}$	1	3	∞
$A_1 =$	0,4469	0,4419	0,4397	0,4342	0,4040	0,3738 . ql.

Haben diese Zahlen zwar nur einen theoretischen Wert, so zeigen sie doch klar (besonders wenn man dieselben mit den entsprechenden Werten des Koeffizienten C in § 50 vergleicht), dafs durch die Längenänderung der Füllungsglieder eines in allen Teilen für gleiche Maximalbeanspruchung konstruierten Drehbrückenträgers mit Parallelgurten, die Werte der Endstützendrücke näher an den Stützendruckwert 0,375 ql eines homogenen Trägers mit konstantem J gebracht werden.

Der Fehler, welchen man begeht, indem man die Stützendrücke von Drehbrücken-Fachwerkträgern über zwei gleiche Felder, mit veränderlichem Querschnitte, so berechnet, als ob J konstant wäre, wird also durch den zweiten Fehler — die Vernachlässigung des Einflusses der Füllungsglieder — vermindert.

§ 55. Zahlenbeispiele.

Um dieses theoretische Resultat an praktischen Beispielen zu erproben, sind einige zweigleisige Eisenbahn-Drehbrücken mit zwei gleichen Spannweiten von 25 bis 30 m speciell bearbeitet worden. Unter Zugrundelegung von § 39 und 40 sind zunächst die äufseren Kräfte wie für homogene kontinuierliche Balken bestimmt und die Dimensionierung mit Berücksichtigung der Knickfestigkeit durchgeführt worden. Nachträglich wurden dann die Stützendrücke genauer, nach § 22 des Anhangs für Vollbelastung mit q für die laufende Längeneinheit bestimmt.

Fig. 91.

Für Trägerformen wie die beistehende Textfig. 91, bei welchen $y_o = 0{,}1\,l$ bis $0{,}117\,l$ und $y_n = 0{,}05\,l$ bis $0{,}04\,l$ angenommen worden ist, ergab sich

$$\text{für } \frac{y_o - y_n}{y_o} = 0{,}5; \quad A_1 = A_3 = 0{,}3737\,ql$$

$$\text{„ } \frac{y_o - y_n}{y_o} = 0{,}66; \quad A_1 = A_3 = 0{,}3626\,ql,$$

woraus in der That geschlossen werden kann, dafs bei geringem Unterschiede zwischen y_o und y_n, die richtigen Werte der Stützendrücke nur wenig von den für konstantes J geltenden Werten abweichen.

Wir geben zum Schlusse noch nebenstehend eine Tabelle, welche die in § 22 u. 23 des Anhangs beschriebene Berechnungsweise eines Fachwerkträgers über zwei gleich grofse Öffnungen von je 25 m erläutert. Die Belastung beträgt q für die Längeneinheit. Die Querschnitte der einzelnen Fachwerkstäbe sind auf Grund einer vorläufigen Rechnung angenommen; die Zahlen sind ohne Abzug der Nietlöcher zu verstehen. Die zulässigen Beanspruchungen sind entsprechend den Bemerkungen in § 39 gewählt.

Die Gesamtsenkung von A_1 oder von A_3 infolge der Längenänderung sämtlicher Fachwerkstäbe berechnet sich zu $\frac{1}{E}(59232\,A_1 - 553325\,q)$. Sind die Stützen gleich hoch, so mufs dieser Betrag $= o$ sein, und es folgt dann $A_1 = 9{,}3417\,q$ oder da $l = 25$ m ist:

$$A_1 = \frac{9{,}3417\,ql}{25} = 0{,}3737\,ql.$$

Ist hiernach der Wert des Koeffizienten $C = 0{,}3737$ in den Formeln 34 bis 36 des § 49 bekannt, so ist es leicht, die Werte der Stützendrücke für Belastung z. B. nur eines Feldes zu finden. Man hat dann nur $q_1 = q$ und $q_2 = o$ zu setzen.

Berechnungsweise eines Fachwerkträgers über zwei gleich grofse Öffnungen.

Knotenpunkt	Länge λ der Vertikalen m	Länge der Diagonalen m	Länge des Untergurtes m	Länge des Obergurtes m	Querschnitt der Vertikalen qcm	Querschnitt der Diagonalen qcm	Querschnitt des Untergurtes qcm	Querschnitt des Obergurtes qcm	Senkung des Endpunktes A_1 oder A_3 infolge der Längenänderung der Vertikalen nach Gl. 85 und 87 des Anhangs	der Diagonalen nach Gl. 85 und 87 des Anhangs	des Untergurtes nach Gl. 83 und 87 des Anhangs	des Obergurtes nach Gl. 84 und 87 des Anhangs
0	2,50	—	—	—	390	—	—	—	$64\,A_1 - 1602\,q$	—	—	—
1	2,50	3,54	2,50	2,50	180	235	364	295	$139\,A_1 - 3299\,q$	$301\,A_1 - 7157\,q$	$6865\,A_1 - 85637\,q$	$6864\,A_1 - 76986\,q$
2	2,50	3,54	2,50	2,50	180	188	344	271	$139\,A_1 - 2951\,q$	$377\,A_1 - 8005\,q$	$5886\,A_1 - 66194\,q$	$5904\,A_1 - 58809\,q$
3	2,50	3,54	2,50	2,50	250	166	393	301	$100\,A_1 - 1875\,q$	$427\,A_1 - 7999\,q$	$4071\,A_1 - 40553\,q$	$4070\,A_1 - 36592\,q$
4	2,50	3,54	2,50	2,50	180	246	375	412	$35\,A_1 - 870\,q$	$288\,A_1 - 4878\,q$	$3267\,A_1 - 29371\,q$	$2184\,A_1 - 16270\,q$
5	2,31	3,39	2,51	2,50	130	151	304	397	$53\,A_1 - 1060\,q$	$122\,A_1 - 2448\,q$	$2968\,A_1 - 22105\,q$	$1844\,A_1 - 11413\,q$
6	2,12	3,23	2,51	2,50	75	88	328	376	$102\,A_1 - 1573\,q$	$269\,A_1 - 4156\,q$	$2257\,A_1 - 13964\,q$	$1479\,A_1 - 7281\,q$
7	1,90	3,13	2,51	2,50	50	43	344	354	—	$718\,A_1 - 8117\,q$	$1652\,A_1 - 8131\,q$	$1100\,A_1 - 4012\,q$
8	1,65	3,13	2,51	2,50	75	45	328	337	$124\,A_1 - 522\,q$	$1084\,A_1 - 8186\,q$	$710\,A_1 - 1664\,q$	$1156\,A_1 - 4214\,q$
9	1,45	3,01	2,51	2,50	115	135	206	316	$93\,A_1 - 120\,q$	$528\,A_1 - 2226\,q$	$377\,A_1 - 344\,q$	$726\,A_1 - 1703\,q$
10	1,25	2,90	2,51	2,50	190	243	—	202	$66\,A_1$	$455\,A_1 - 593\,q$	—	$368\,A_1 - 345\,q$
								Summen . .	$\cdot\frac{1}{E}$ $\frac{915\,A_1 - 13872\,q}{E}$	$\cdot\frac{1}{E}$ $\frac{4569\,A_1 - 53765\,q}{E}$	$\cdot\frac{1}{E}$ $\frac{28053\,A_1 - 267963\,q}{E}$	$\cdot\frac{1}{E}$ $\frac{25695\,A_1 - 217725\,q}{E}$

4. Einflufs ungleicher Stützenhöhe.

§ 56. Überhöhung der Endstützen als Mittel gegen das Aufkippen der Trägerenden. Der Einflufs einer nicht normalen Stützenlage auf die Gröfse der Stützendrücke ist aus den Formeln der Abschnitte II u. IV des Anhangs klar zu ersehen, wo die von Stützenhöhen abhängigen Glieder mit Y (vergl. Gl. 14 daselbst) beziehentlich mit Y_1 und Y_2 (vergl. Gl. 62 u. 63) bezeichnet sind.

Gewöhnlich wird man nach dem Einschwenken der Brücke die Hebung der Trägerenden mindestens so weit treiben, dafs keiner der Stützendrücke bei einseitiger Belastung negativ werden kann.

Gesetzt z. B. man hätte es mit kontinuierlichen Drehbrückenträgern über zwei Felder l_1 und l_2 zu thun. Das Feld l_1 ist mit $(g+p)$, das Feld l_2 nur mit g belastet. Dann ist nach Gl. 25 des Anhangs:

$$A_3 = \frac{Y - \frac{1}{4}([g+p]\,l_1^3 + g\,l_2^3)}{2\,l_2\,(l_1+l_2)} + \frac{1}{2}\,g\,l_2.$$

Soll dieser Wert nicht negativ sein, so mufs

$$Y \geqq \frac{p\,l_1^3}{4} - \frac{g}{4}\,(3\,l_2^3 + 4\,l_1\,l_2^2 - l_1^3)$$

d. h. bei geradem Trägeruntergurte:

$$\frac{s_1 - s_2}{l_1} + \frac{s_3 - s_2}{l_2} \geqq \frac{1}{24\,EJ}\,[p\,l_1^3 - g\,(3\,l_2^3 + 4\,l_1\,l_2^2 - l_1^3)] \quad . \; . \; . \; . \; . \quad 40.$$

gewählt werden.

Zahlenbeispiel. Es sei $l_1 = 19{,}8$ m; $l_2 = 17{,}8$ m; $p = 5100$ **kg**; $g = 1300$ **kg** f. d. lfd. m Gleis; $E = 1\,800\,000$ **kg** f. d. qcm; J konstant $= 0{,}02$ für Meter als Einheit. Ist der Hebungsapparat nur in A_1 angebracht, sodafs immer $s_3 = s_2$ ist, so folgt aus Gl. 40:

$$\frac{s_1 - s_2}{19{,}8} \geqq \frac{1}{24\,.\,18\,.\,10^9\,.\,0{,}02}\,[5100\,.\,19{,}8^3 - 1300\,(3\,.\,17{,}8^3 + 4\,.\,19{,}8\,.\,17{,}8^2 - 19{,}8^3)]$$

d. h. $s_1 - s_2 \geqq -0{,}0079$ m oder $s_2 - s_1 \leqq 7{,}9$ mm.

Man wird also das Trägerende A_1 mindestens bis 7,9 mm unterhalb seiner normalen Lage zu heben haben.

Ist aufser dem Eigengewichte g noch ein Gegengewicht k f. d. Längeneinheit zu berücksichtigen, so ist dessen Einflufs nach Gl. 18 auf S. 95 dieses Abschnittes zu beurteilen.

Obige Gl. 40 setzt ein konstantes J voraus. Ist das Trägheitsmoment J des Balkenquerschnittes veränderlich, so wird man zunächst M_2 nach Gl. 35 des Anhangs und daraus A_1 oder A_3 berechnen, um das erforderliche Minimum der Stützenüberhöhung zu bestimmen.

Zahlenbeispiel. Für die Hohnstorfer Drehbrücke wird Gl. 35 des Anhangs unter Benutzung der in § 53 gefundenen Zahlenwerte:

$$\left[\frac{1}{(19{,}8)^2}\,.\,100\,556 + \frac{1}{(17{,}8)^2}\,.\,91\,467\right] M_2 + \frac{1}{2}\,q_1\left[100\,556 - \frac{1\,426\,811}{19{,}8}\right] + \frac{1}{2}\,q_2\left[91\,467 - \frac{1\,136\,518}{17{,}8}\right] = E\left[\frac{s_1 - s_2}{19{,}8} + \frac{s_3 - s_2}{17{,}8}\right].$$

Hieraus folgt zunächst M_2, und dann:

$$A_3 = \frac{M_2}{17{,}8} + \frac{17{,}8}{2}\,.\,q_2 = -1{,}4663\,q_1 + 7{,}4733\,q_2 + \frac{E}{9701}\left[\frac{s_1 - s_2}{19{,}8} + \frac{s_3 - s_2}{17{,}8}\right].$$

Setzt man wiederum die Belastung von l_1 zu $q_1 = (g+p) = 6400$ **kg** und die von l_2 zu $q_2 = g = 1300$ **kg** f. d. lfd. m Gleis, ferner $E = 1\,800\,000$ **kg** f. d. qcm, und den Hebungsapparat nur in A_1, also $s_2 = s_3$ voraus, so ergiebt sich aus obiger Gleichung $A_3 = 332 + 94\,000\,(s_1 - s_2)$; demnach mufs, wenn $A_3 > o$ bleiben soll, $s_2 - s_1 \leqq 0{,}0035$ m oder 3,5 mm sein.

§ 57. Überhöhung der Endstützen als Mittel die Maximalbiegungsmomente der Träger einander gleich zu machen, um ohne übermäfsigen Materialüberschufs Träger von konstantem Querschnitt anwenden zu können. Liegt ein kontinuierlicher Balken über zwei Felder l_1 und l_2, wobei $l_1 > l_2$ ist, so findet das gröfste $max\,(-M)$ über der Mittelstütze entweder bei geschlossener Brücke, nach Gl. 22 des Anhangs für $q_1 = q_2 = g + p$:

$$max\,(-M) = -\frac{1}{8}(g+p)\frac{l_1^3 + l_2^3}{l_1 + l_2} = -\frac{1}{8}(g+p)(l_1^2 - l_1 l_2 + l_2^2) \quad \ldots \quad 41.$$

oder bei ausgeschwenkter Brücke:

$$max\,(-M) = -\frac{1}{2}\,g\,l_1^2 \quad \ldots \ldots \quad 41^a.$$

statt, je nachdem

$$\frac{4g}{g+p} \lesseqgtr 1 - \frac{l_2}{l_1} + \left(\frac{l_2}{l_1}\right)^2 \quad \ldots \ldots \quad 42.$$

Das gröfste $max\,(+M)$ tritt bei geschlossener Brücke ein, wenn l_1 mit $g + p$ und l_2 mit g belastet ist. Das entstehende A_1 ist nach Gl. 23 des Anhangs:

$$A_1 = -\frac{1}{8}\,\frac{(g+p)\,l_1^3 + g\,l_2^3}{l_1\,(l_1 + l_2)} + \frac{1}{2}(g+p)\,l_1 \quad \ldots \ldots \quad 43.$$

Also für $x = \frac{A_1}{g+p}$:

$$max\,(+M) = A_1 x - \frac{(g+p)\,x_1^2}{2} = \frac{A_1^2}{2\,(g+p)} \quad \ldots \ldots \quad 44.$$

Hierin ist A_1 aus Gl. 43 einzusetzen — Bezeichnet man nun das durch Heben einer oder beider Endstützen über der Mittelstütze erzeugte Biegungsmoment mit M', also das der Abscisse $x = \frac{A_1}{g+p}$ entsprechende Biegungsmoment mit $\frac{A_1}{g+p} \cdot \frac{M'}{l_1}$, so würde nach der Bedingung der Aufgabe die Gleichung:

$$max\,(-M) + M' = -\left[max\,(+M) + \frac{A_1}{g+p} \cdot \frac{M'}{l_1}\right] \quad \ldots \ldots \quad 45.$$

zu erfüllen sein. Aus derselben ergiebt sich M' und da nach Gl. 22 des Anhangs:

$$M' = \frac{Y}{2\,(l_1 + l_2)} = \frac{3\,EJ}{l_1 + l_2}\left(\frac{s_1 - s_2}{l_1} + \frac{s_3 - s_2}{l_2}\right) \quad \ldots \ldots \quad 46.$$

ist, so findet sich hieraus auch die erforderliche Hebung der Endstützpunkte.

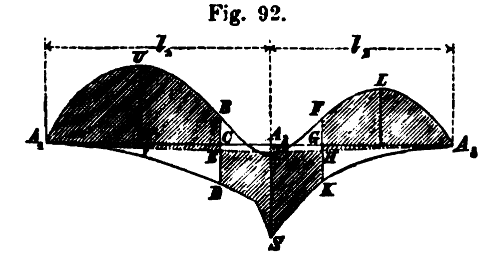
Zahlenbeispiel. Für dieselben Zahlenwerte wie in § 56 hat man nach Gl. 42:

$$\frac{4 \cdot 1300}{6400} < 1 - 0{,}899 + 0{,}808,$$

also nach Gl. 41: $max\,(-M) = -285\,152$ **mkg**. Ferner ist bei einseitiger Belastung nach Gl. 43: $A_1 = 53\,788$ **kg** und folglich nach Gl. 44: $max\,(+M) = 226\,025$ **mkg**. Zur Bestimmung von M' hat man nunmehr nach Gl. 45: $-285\,152 + M' = -226\,025 - \frac{53\,788}{6400} \cdot \frac{M'}{19{,}8}$, woraus $M' = 41\,495$ **mkg** folgt. Setzt man voraus, dafs der Hebungsapparat sich nur in A_1 befindet, also $s_2 = s_3$ ist, so folgt schliefslich aus Gl. 46: $s_1 - s_2 = \frac{M'\,l_1\,(l_1 + l_2)}{3\,EJ} = 0{,}029$ m, d. h. der Stützpunkt A_1 ist um 29 mm über seine normale Lage zu heben, wenn die absoluten Werte der beiden Maximalmomente einander gleich gemacht werden sollen.

Zu demselben Resultate würde man rascher gelangen, wenn man in der graphischen Darstellung der Biegungsmomente (Textfig. 92) eine gebrochene Gerade $A_1 T A_3$ so zöge, dafs die beiden Strecken $(UW + WV)$ und $(A_2 S - A_2 T)$ einander gleich wären. Die Strecke $A_2 T$ stellt dann das erforderliche M' dar, aus welchem sich die entsprechende Stützenüberhöhung nach Gl. 46 berechnet.

Fig. 92.



Soll der Träger zwar mit konstantem Gurtquerschnitte, aber mit veränderlicher Höhe durchgeführt werden, so

wird man zunächst die gröfsten vorkommenden $max\,(+M)$ und $max\,(-M)$ unter Benutzung des § 49 dieses Abschnittes bestimmen. Heifst das Trägheitsmoment an der Stelle, wo das gröfste $max\,(+M)$ eintritt, J_1 und die entsprechende Balkenhöhe h_1, ferner das Trägheitsmoment über der Mittelstütze J und die Balkenhöhe dort h, so wird das durch die Endstützenhebung zu erzeugende Biegungsmoment M' durch die Bedingung, dafs an beiden Stellen die gröfste Inanspruchnahme der äufsersten Faser dieselbe sein soll, d. h. durch die Gleichung

$$\frac{max\,(-M)+M'}{J}\cdot\frac{h}{2}=-\frac{max\,(+M)+\frac{A_1}{g+p}\cdot\frac{M'}{l_1}}{J_1}\cdot\frac{h_1}{2}\;\ldots\ldots\;47.$$

bestimmt. Ist hiernach M' gefunden, so folgt nach Formel 35 des Anhangs die entsprechende Stützenüberhöhung aus der Gleichung

$$E\left(\frac{s_1-s_2}{l_1}+\frac{s_3-s_2}{l_2}\right)=\left(\frac{1}{l_1^2}\int_0^{l_1}\frac{x^2\,dx}{J}+\frac{1}{l_2^2}\int_0^{l_2}\frac{\xi^2\,d\xi}{J}\right)M'\;\ldots\ldots\;48.$$

In obigem ist vorausgesetzt worden, dafs man die Träger für eine gewisse **konstante** zulässige Materialanspruchnahme bemifst. Ist dies nicht der Fall, sondern die zulässige Maximalanspruchnahme für die verschiedenen Trägerteile verschieden, so wird man die Aufgabe, diejenige Stützenüberhöhung zu finden, bei welcher die gröfsten vorkommenden Gurtquerschnitte einander gleich werden, am einfachsten graphisch (durch Probieren) lösen, indem man versuchsweise die gebrochene Linie $A_1\,T\,A_3$ (Fig. 92), deren Ordinaten den durch die Endstützenhebung erzeugten M entsprechen, nach den gestellten Bedingungen zieht.

§ 58. Günstigste Stützenüberhöhung mit Bezug auf das Gewicht des Trägers.

Denselben graphischen Versuchsweg wird man auch einschlagen, wenn die Aufgabe vorliegt, die Momentenfläche zu einem Minimum zu machen. Es handelt sich nämlich in diesem Falle darum, eine gebrochene Gerade $A_1\,T\,A_3$ (Fig. 92) so zu ziehen, dafs (wenn $BE=ED$ und $FH=HK$) die Summe der Flächen $A_1\,U\,B\,E\,A_1$ und $A_3\,L\,F\,H\,A_3$ möglichst gleich der Summe der Flächen $E\,T\,S\,D$ und $H\,T\,S\,K$ werde.

Wählt man die zulässige Materialbeanspruchung σ nicht konstant, so mufs nicht mehr die Momentenfläche, sondern diejenige Fläche, deren Ordinaten die Quotienten $\frac{max\,M}{\sigma}$ darstellen, zu einem Minimum gemacht werden.

§ 59. Zulässiger Maximalwert der Endstützenüberhöhung. Selbstverständlich darf letztere nicht so weit getrieben werden, dafs die eingeschwenkte aber noch nicht belastete Brücke sich von ihrer Mittelstütze abhebt, d. h. A_2 negativ wird.

Für die in § 57 berechnete Drehbrücke würde man z. B. nach Gl. 27 des Anhangs für $q_1=q_2=g$ die Bedingung:

$$A_2=\frac{19{,}8^2\,(19{,}8+4\,.\,17{,}8)+17{,}8^2\,(17{,}8+4\,.\,19{,}8)}{8\,.\,19{,}8\,.\,17{,}8}\,.\,1300-\frac{Y}{2\,.\,19{,}8\,.\,17{,}8}\geqq 0$$

d. h. $Y\geqq 21\,573\,575$ erhalten. Ist nun der Hebungsapparat nur in A_1 angebracht, also $s_2=s_3$, so folgt aus obigem (vergl. Formel 14 des Anhangs), dafs

$$s_1-s_2\leqq\frac{19{,}8\,.\,21\,573\,575}{6\,.\,18\,.\,10^9\,.\,0{,}02},$$

d. h. dafs die Hebung von A_1 nicht mehr als 0,2 m sein darf, ein Betrag, der nicht leicht überschritten werden wird.

Aufser dieser obersten Grenze kann aber noch eine zweite, meist tiefer liegende von Interesse sein, diejenige nämlich, bei welcher das Biegungsmoment an der Mittelstütze der geschlossenen und vollbelasteten Drehbrücke $=o$ wird. Setzt man in Gl. 22 des Anhangs $q_1=q_2=(g+p)$ so sieht man, dafs $M_2=o$ wird für

$$Y=\frac{g+p}{4}\,(l_1^3+l_2^3).$$

Unter Zugrundelegung derselben Zahlen wie oben erhält man hiernach:

$$Y = \frac{6400}{4}(19{,}8^3 + 17{,}8^3) = 21443200,$$

also, wenn die Hebung nur in A_1 geschieht:

$$s_1 - s_2 \leqq \frac{19{,}8 \,.\, 21\,443\,200}{6 \,.\, 18 \,.\, 10^9 \,.\, 0{,}02} = 0{,}199 \text{ m}.$$

5. Einflufs der Temperatur.

§ 60. Ungleiche Erwärmung der Gurte. Weicht die Temperatur des Obergurtes eines über zwei Felder l_1 und l_2 kontinuierlich gespannten Trägers um $\pm \triangle t$ Grad von der des Untergurtes ab, so sucht die Trägerachse einen Bogen zu bilden, dessen Halbmesser $r = \pm \frac{h}{\alpha \,.\, \triangle t}$ ist, wenn h die Trägerhöhe und α den Ausdehnungskoeffizienten bedeutet. Hierdurch entsteht an der Mittelstütze eine Hebung bezw. Senkung des Trägers von $\eta = \pm \frac{(l_1 + l_2)^4}{32 r l_2^2} = \pm \frac{(l_1 + l_2)^4 \,.\, \alpha \,.\, \triangle t}{32 h l_2^2}$. Diesem η entspricht nach Gl. 15 des Anhangs ein Biegungsmoment an der Mittelstütze:

$$M_t = \frac{Y}{2(l_1 + l_2)} = \frac{6 EJ\left(\frac{\eta}{l_1} + \frac{\eta}{l_2}\right)}{2(l_1 + l_2)} = \frac{3 EJ\eta}{l_1 l_2}$$

oder wenn hierin für η der obige Ausdruck eingesetzt wird:

$$M_t = \frac{3}{32} \,.\, \frac{EJ\alpha \,.\, \triangle t}{h} \,.\, \frac{(l_1 + l_2)^4}{l_1 l_2^3} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 49.$$

Zahlenbeispiel. Für $l_1 = 19{,}8$ m; $l_2 = 17{,}8$ m; $E = 1800000$ kg pro qcm; $J = 0{,}02$ für Meter als Einheit; $h = 1{,}7$ m; $\alpha = 0{,}0000118$ und $\triangle t = 15^0$ C. (nach Bender hat man an der Victoria-Brücke $\triangle t =$ bis zu 19^0 C. beobachtet) findet man nach Gl. 49: $M_t = 35000$ mkg. Das bei Vollbelastung der Brücke an der Mittelstütze entstehende Biegungsmoment ist in § 53 zu $M_2 = -285179$ mkg gefunden worden, sodafs $M_t =$ nicht weniger als 12,3 % von M_2 beträgt.

III. Specielle Konstruktion und Berechnung der Brückenauflagerung auf dem Drehpfeiler.

§ 61. Unterer und oberer Laufkranz. Laufrollen. Laufkugeln. Der untere Laufkranz für die Laufrollen, meist aus Hartgufs, bei starken Drücken aus Stahl, wird mit Steinschrauben am Drehpfeiler befestigt. Die Lauffläche mufs genau nach dem sich aus dem Abstande der Rollen von der Brückendrehachse ergebenden Kegel bearbeitet sein. Die Breite richtet sich nach derjenigen der Rollen (s. unten). Die Querschnittsform des Laufkranzes ist verschieden (T. IV, F. 2^b, 4^b, 6^b; T. VI, F. 1^d u. 2^c; Textfig. 52 *b*). Wo Senkungen des Pfeilermauerwerks zu befürchten sind, empfiehlt es sich, steifes Profil, nötigenfalls Nachjustierungsvorrichtungen anzuwenden (T. IV, F. 4^b). Erhält der Laufkranz verhältnismäfsig wenig Druck, so kann derselbe aus gewöhnlichen Eisenbahnschienen gebildet werden (T. IV, F. 1^a bis 1^d; T. V, F. 6).

Die Laufrollen, welche das Brückengewicht tragen, kommen je nach der Gröfse des Bauwerkes in verschiedener Anzahl (bis 50 in T. III, F. 2^a), von verschiedenem Durchmesser (bis 92 cm in T. III, F. 1 u. 12) und von verschiedener Breite (bis 40 cm in Textfig. 52 *b*) vor. Gewöhnlich: Durchmesser 30 bis 50 cm, Breite 15 bis 25 cm. Grofse Breite bringt gröfsere rollende Reibung wegen Ungenauigkeiten der Bearbeitung mit sich. Das Rollenmaterial ist meist Hartgufs; bei sehr grofsen Brücken werden Stahlbandagen angewandt (Ouse-Brücke bei Goole).

Nach den Erfahrungen der Baltimore Bridge Co. kann als zulässiger Druck für den Centimeter Durchmesser und den Centimeter Berührungslinie der Rolle 7,8 kg angenommen werden, sodafs z. B. eine Rolle von 50 cm Durchmesser und 15 cm Breite 7,8 . 50 . 15 = 5850 kg gröfste Belastung erhalten dürfte. (Bei Rolllagern fester Brücken bekanntlich mehr, doch hier bessere Verteilung und weniger Stöfse.)

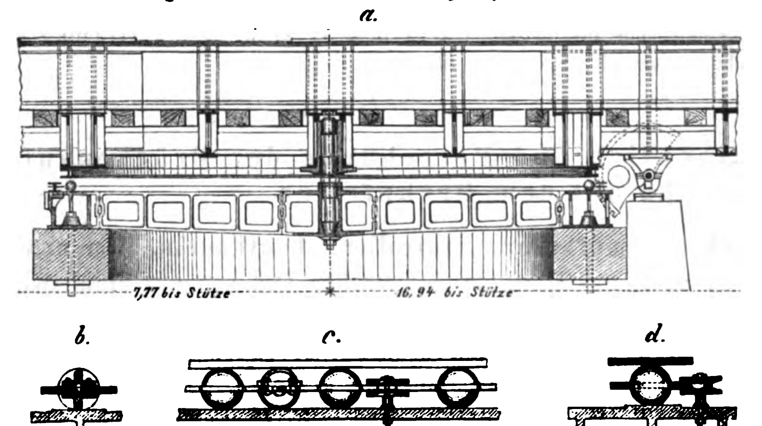
Zur Führung der Rollen und Erhaltung ihres Abstandes dient ein besonderes Gestell. Dasselbe besteht aus den radial gerichteten Rollenachsen, welche sowohl an ihrem inneren als auch an dem äufseren Ende durch ringförmige Rahmen gefafst werden. Der innere Rahmen *r* aus Gufseisen (T. III, F. 12; T. IV, F. 6ᵇ; Textfig. 52 *c*) oder aus Schmiedeisen. Der äufsere Rahmen *c* weniger gut aus Flacheisen (Textfig. 52 *c*), besser steif aus Formeisen, um das Abweichen der Rollen von der Bahn zu verhindern (T. IV, F. 4ᵇ). Bei der Havelbrücke, Potsdam, ringförmiger Gitterträger *c* (T. VI, F. 6ᵇ).

Es ist zweckmäfsiger, die Rollenachsen fest mit den Rahmen zu verbinden und die Rollen sich um die Achsen drehen zu lassen, als fest auf den Achsen sitzende Rollen anzuwenden, weil erstere Anordnung leichter ausführbar ist und gröfsere Steifigkeit bietet. Die Rollenachsen sind der Aussteifung halber nicht zu schwach, in manchen Fällen stärker als ihre radialen Verlängerungen (T. IV, F. 6ᵇ) zu halten.

Laufkugeln statt Rollen sind (nach dem Patent von Weickum) bei mehreren neueren Drehbrücken angewandt.

Die ungleicharmige (16,94 m u. 7,77 m) Drehbrücke im Hafen von Pola (Textfig. 93 *a* bis *d*) ruht auf einem 5,5 m im Durchmesser haltenden Kugelkranze; es sind Hartglaskugeln von 10 cm Durchmesser angeordnet, welche auf einer ebenen Fläche laufen und durch einen Blechring geführt werden, der selbst wieder seine Führung durch seitlich angebrachte Rollen erhält. Der Centralzapfen der Brücke ist nicht belastet, sondern dient nur zur Führung. Bei einer gesamten bewegten Last von 80 t sind zum Aus- und Einschwenken der Brücke 4 Mann erforderlich und es beträgt der Zeitaufwand für das Senken der im geschlossenen Zustande von 6 Stützrollen getragenen Brücke, bis zum Aufsitzen auf den Kugelkranz, fünf Minuten. Für das Drehen ist eine Minute erforderlich.

Fig. 93. *Drehbrücke im Kriegshafen zu Pola.*



M. zu *a*. = 1:80; M. zu *b*. bis *d*. = 1:20.

Auch bei der in § 32 erwähnten, für Eisenbahnverkehr umgebauten Brücke über den Canal grande in Triest ist ein Kugelkranz zur Anwendung gekommen (s. Textfig. 59 *a* u. 59 *b*, S. 61). Nachdem der Zapfen durch Drehen des Schneckenrades R_4 seine höchste Stellung erreicht hat und die Trägerenden sich ganz von ihren Auflagern abgehoben haben, dreht sich, bei fortgesetztem Drehen des Schneckenrades R_4, die ganze Brücke um diesen Kugelkranz.

Die 20 Kugeln von je 11 cm Durchmesser aus geschmiedetem Stahl sind zu je 10 Stück in zwei Kreisen von 79,5 cm bezw. 90,5 cm Durchmesser angeordnet. Die Fixierung der gegenseitigen Stellung der Kugeln geschieht durch einen Führungsring von 25 × 2 cm. Derselbe wird aufsen durch kleine gufseiserne Ständer und innen durch kleine Führungsplättchen centrisch zum Drehzapfenmittel gehalten. Die Kugeln laufen zwischen zwei stählernen Ringen, von denen der eine an die Bodenplatte des Hauptkastens, der andere an die Radscheibe des Schneckenrades R_4 mit versenkten Schrauben befestigt ist. Jede Kugel hat ein Gewicht von 5,95 t zu übertragen.

Bei solchen Brücken, deren Last zum gröfsten Teile vom Drehzapfen getragen wird, kommen häufig gröfsere Laufräder vor. Dieselben, meist in geringer Zahl (2 bis 4) vertreten, werden nach Art der Eisenbahnwagenräder ausgeführt. Die F. 1ᵃ bis 1ᵈ, T. IV zeigen die Konstruktion des Stützrades sowie der beiden seitlichen Räder bei der nach Schwedler (s. S. 54) ausgeführten Hohnstorfer Brücke. a = Zapfen der gufseisernen Radachse; x = gufseisernes Lager mit Rotgufsfutter; b = Rahmenansatz, welcher beim Ausschwenken der Brücke gegen die Achsbüchse x drückt; c = Querstück mit Rotgufsmutter, durch welche die Höhenjustierungsschraube l hindurchgeht; d = Schraubenschlüssel.

Bei den meisten übrigen, früher konstruierten Schwedler'schen Drehbrücken ist die Lagerungsweise des Stützrades E verschieden von der der beiden seitlichen Laufräder F. So zeigt der Längsschnitt T. IV, F. 2^f das in der Achse der Brücke befindliche, für 5000 kg Druck konstruierte Stützrad der Kahnfahrt-Brücke, während der Querschnitt T. IV, F. 2^e und die Seitenansicht T. IV, F. 2^d die Lagerung der Laufräder F verdeutlichen. Die aus einem Dreieck von 312 mm Breite und 405 mm Höhe herausgeschnittenen 4 Stück 16 mm dicken und 78 mm breiten gufsstählernen Federblätter werden durch die beiden Aufhängschrauben i auf je 2500 kg, zusammen also auch auf 5000 kg angespannt. — F. 6, T. V zeigt die gegen seitliches Brückenkippen dienenden Laufräder der Königshafen-Brücke, Rotterdam. Auf je 1 cm Schwanken der Brücke widerstehen die Rollen mit 1 t.

Der obere Laufkranz, welcher das ganze oder den gröfsten Teil des Brückengewichtes auf die Laufrollen zu übertragen hat, ist häufig von Gufseisen mit plattenförmigem (Textfig. 52 b), besser I-förmigem Querschnitte (T. III, F. 12) konstruiert. Zur Aussteifung dienen Radialarme D (Textfig. 52 b), welche auch oft durch konzentrische Ringe e (T. III, F. 12) verbunden werden. Diese gufseisernen Drehscheiben müssen der Stöfse halber verhältnismäfsig sehr stark gehalten werden.

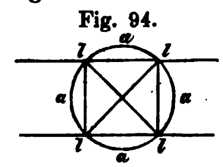
Man hat daher den oberen Laufkranz häufig aus Schmiedeisen (Stahl) hergestellt und denselben als unterste, mindestens 40 mm starke Gurtplatte durch versenkte Nietung mit einem darüber befindlichen ringförmigen, möglichst hohen Blechträger a (T. IV, F. 6^a u. 6^b) verbunden. Letzterer, aus einzelnen miteinander gut verlaschten Stücken zusammengesetzt, ist mit den Haupt- und Querträgern der Drehbrücke zu einem festen Rahmen vereinigt (T. III, F. 2^b; T. IV, F. 6^a).

Die statische Berechnung eines solchen Laufkranzes unter Berücksichtigung der elastischen Formänderung würde sehr kompliziert und wenig zuverlässig sein. Man wird daher die einzelnen Stücke des Ringträgers etwa als Balken ansehen, welche an den Überkreuzungsstellen mit den Haupt- und Querträgern gelagert und durch die stärksten Rollendrücke nach oben gebogen werden.

Wo es die Höhe gestattet, ist es viel bequemer, den ringförmigen Träger (Trommel) unter den Hauptträgern anzuordnen (T. III, F. 6, 7, 8; T. VI, F. 2^a, 2^c). Bei den amerikanischen Brücken erhält die Trommel a sowohl bei eingleisigen (T. V, F. 9) als auch bei zweigleisigen Brücken (T. V, F. 10) etwa 8 bis 9 m Durchmesser und bis zu 2 m Höhe. Hierbei kommen bei eingleisigen Brücken die beiden der mittleren zunächst befindlichen Vertikalen l (T. IV, F. 7, 8; vergl. auch Textfig. 67, S. 73) gerade auf die Trommel zu stehen, während der Druck der mittelsten Vertikalen m durch einen Querträger c (T. V, F. 9) zwischen den Drehzapfen und die Trommel verteilt wird. Bei zweigleisigen Brücken fallen die Vertikalen $l\,l$ im Grundrisse aufserhalb der Trommel und müssen durch kastenförmige Querträger gestützt werden, welche durch zwei unter den

Hauptträgern hinlaufende Längsträger *n* (T. V, F. 10) ähnlichen Querschnittes zu einem quadratischen, in acht gleich weit voneinander entfernten Punkten auf die Trommel auflagernden Rahmen verbunden werden. Bei Drehbrücken mit Last auf dem Rollkranze ist es übrigens am zweckmäfsigsten (Pointstreet-Brücke, Providence), den Hauptträger über der Trommel nur mit den Vertikalen *l l* zu versehen (Textfig. 94). Zur Berechnung der Trommel wird man dieselbe als in *l l* festgehalten und dazwischen durch die Rollen in die Höhe gedrückt aufzufassen haben. Bei Drehbrücken, deren Last vom Zapfen getragen wird und deren Trommel an den Zapfen angehangen bezw. gegen letzteren abgesprengt ist (T. V, F. 9, 10), hat die Trommel nicht nur die durch die Belastung hervorgerufenen Biegungsmomente, sondern auch noch die von den Stangen *b* nach innen bezw. nach aufsen ausgeübten Radialkräfte auszuhalten.

Fig. 94.



Abweichend von der beschriebenen ist die Anordnung bei der mit drei Hauptträgern versehenen Passaic-Brücke (T. III, F. 13). Hier ist gar kein oberer Laufkranz vorhanden, sondern es werden die Hauptträger von einem darunter befindlichen, kräftigen Zwillingsquerträger-Paar getragen, an deren Enden je vier grofse Laufräder angebracht sind. Aufserdem befinden sich in der Achse der Brücke, unter dem mittleren Hauptträger, zwei Laufräder, auf welche die Last durch gitterförmige Ständer übertragen wird.

§ 62. **Die Konstruktion des Drehzapfens und seiner Lagerung** richtet sich hauptsächlich darnach, ob der Zapfen nur zur Führung oder zur Stützung dienen soll. In ersterem Falle erhält der Zapfen weder eine besondere Spurpfanne noch ein Druckhaupt (T. III, F. 12; T. IV, F. 3, 6^b u. 6^c). Hat man es dagegen mit einem Stützzapfen zu thun, so wendet man eine der folgenden Konstruktionen an:

a. Die Brücke ist an den Zapfen aufgehängt und es drückt der Stützzapfen von unten gegen die oberhalb befindliche Spurpfanne. Der mittels eines gufseisernen Fundamentstückes *g* (T. III, F. 14^a u. 14^b; T. V, F. 7^a u. 7^b) gehörig tief in das Mauerwerk des Pfeilers eingesetzte schmiedeiserne Zapfen *z* (T. III, F. 14^b; T. V, F. 1^a, 7^a; Textfig. 52^b) erhält entweder einen verstahlten Kopf oder besser ein mit viereckigem Dorn eingesetztes Stahlstück, oder er wird auch, bei starker Beanspruchung, ganz aus Stahl gemacht und drückt sich gegen eine aus Stahl oder Komposition hergestellte, in das Druckhaupt eingelegte, meist konkave Spurplatte *h* an. Bei der Königshafen-Brücke, Rotterdam, hatte man sowohl die Spurpfanne *h* (T. V, F. 3^I) als auch den darunter befindlichen Druckzapfen aus Gufsstahl ausgeführt. Nachträglich ist jedoch, da die Abnutzung keine gleichmäfsige war, das Stück *h* von Rotgufs und (abweichend von der Figur) mit konvexer unterer Druckfläche hergestellt worden.

Das Druckhaupt *a*, aus Schmiedeisen oder Stahl, hat im Grundrisse eine der Anzahl Hängebolzen *c* entsprechende vieleckige oder kreisrunde Gestalt. Die Bolzen übertragen das Gewicht der Brücke auf das Druckhaupt *a* und somit auf den Drehzapfen *a*. Seltener, wie z. B. bei der Hafenbahn-Brücke in Stralsund (T. III, F. 18), wird das Druckhaupt aus zwei verschraubten Teilen *a* und *c* gebildet, wobei die Höhenjustierung durch die Vermittelung der Schraube erfolgt. *b* stellt den gufseisernen Querträger dar.

Interessant ist die Konstruktion des Drehzapfens an der Königshafen-Brücke, Rotterdam (T. V, F. 3^I): Hohlcylinder 5,01 m lang, 504 mm im Durchmesser, aus zwei 8 mm starken Blechen mit eben solchen Laschen und drei äufseren Verstärkungsrippen. Das Innere mit Beton ausgefüllt. Der Fufs des Zapfens besteht aus einer durch Blechkonsolen mit dem Zapfencylinder verbundenen Blechplatte von $1550 \times 1550 \times 11$ mm, welche 1,9 m tief im Pfeilermauerwerk auf einer entsprechenden 120 mm starken Gufsplatte aufruht.

Abweichend von obigem und sich durch Einfachheit empfehlend ist die Drehzapfenkonstruktion der Hunte-Brücke (T. III, F. 20ᵃ bis 20ᶜ); der gufseiserne Kegel hat 60 mm Wandstärke. Ähnliche Kegelform findet man bei den Zapfen der amerikanischen Brücken, wobei man jedoch das auf dem halbkugeligen Zapfenende ruhende Druckhaupt in zwei Teile a_1 und a_2 (T. V, F. 8) spaltet und zwischen diese beiden 1 oder 2 Reibungsrollen-Kränze einlegt (Antifriktions-Drehlager nach Seller's Patent). Die abgestumpft kegelförmigen Stahlwalzen liegen nebeneinander und laufen zwischen zwei ringförmigen Einsätzen von Stahl. Die flach-kugelabschnitt-förmigen Endflächen der Reibungsrollen lehnen sich an die entsprechend bearbeiteten Seitenansätze der stählernen Laufringe, sodafs das Schmiermaterial nicht ausfliefsen kann. (Pointstreet-Brücke 272 t schwer auf 22 Walzen von 89 mm Länge und 64 bis 89 mm Durchmesser.) Der Fabrikant garantiert bei bester Ausführung 1250 kg als zulässige Rollenbelastung pro laufenden Centimeter Berührungslinie.

Das Zapfengehäuse (der Hauptquerträger) *b* ist häufig aus Gufseisen hergestellt (T. III, F. 14ᵃ u. 14ᵇ; T. V, F. 1ᵃ u. 1ᵇ) und zwar in der Hauptsache als I-Träger mit Verstärkungsrippen, centraler Zapfenhülse und Löchern oder auch Hülsen für die Aufhängungsbolzen *c*. Die Anzahl der Hängebolzen *c* beträgt meist 4 bis 12 und mehr. Da jedoch hierbei Unbestimmtheit der Kraftverteilung entsteht, so hat man bei neueren holländischen Brücken (Dordrecht, Amsterdam, T. V, F. 7ᵃ u. 7ᵇ) nur 3 stählerne Hängebolzen *c* von 14 cm Minimaldurchmesser angewandt und hierbei auch den gufseisernen Drehzapfenträger *b*, des leichteren Gusses und bequemerer Aufstellung halber, aus zwei getrennten Teilen b_1 und b_2 bestehen lassen.

Bei den neueren holländischen Brücken (T. V, F. 3ᶜ) ist die Anwendung des wenig stofsfesten Gufseisens ganz vermieden, indem hier die Hängebolzen *c* an schmiedeisernen Zwischenträgern angreifen.

Hervorzuheben ist die an der Zaan-Brücke bei Zaandam getroffene Anordnung, um bei vier Hängebolzen möglichst gleiche Beanspruchung derselben zu erzielen. Auf der Obergurtung der Hauptquerträger befindet sich eine eiserne Platte, die durch vier Schraubenkeile in beliebige Entfernung von dem Druckhaupte gebracht werden kann. Will man die Brücke in der Mitte heben oder senken, so kann man, durch gleichmäfsiges Anziehen der vier Schraubenkeile, Druckhaupt und Eisenplatte ganz genau parallel und in der gewünschten gegenseitigen Entfernung einstellen und nachher die Mutter der Hängebolzen anziehen, bis der gewünschte Anschlufs sich durch den Schraubenschlüssel fühlbar macht. — Bei einer Drehbrücke ohne derartige Vorrichtung in Amsterdam ist es vorgekommen, dafs durch zu starkes Anziehen einer der Hängebolzen brach.

b. Die Brücke ist auf den Zapfen aufgesetzt und es drückt der Stützzapfen von oben gegen die unterhalb befindliche Spurpfanne oder auch es ist der Stützzapfen mit einer oberen und einer unteren Druckpfanne versehen. Die specielle Ausführung kann sehr verschieden sein. Zur Höhenjustierung dienen entweder Keile (T. III, F. 10ᶜ) oder Schrauben (T. IV, F. 8ᵃ).

Die F. 2ᵃ u. 2ᵇ, T. IV zeigen eine mehrfach bei Drehbrücken nach Schwedler ausgeführte Anordnung. Gufsstahlzapfen mit quadratischem Querschnitte und unterem Kugelabschnitt. Gufsstahl-Spurpfanne *n* im Grundrisse 8eckig. 6 Flantschschrauben *a* und 3 Flantschschrauben *b*, entsprechend den 3 Stücken, aus welchen der obere Teil des Lagerbockes besteht. Nach Wegschraubung eines solchen Teiles kann die Pfanne *n* leicht herausgenommen werden. Das gufseiserne Zapfengehäuse *d* ist 57 cm hoch, wegen der erforderlichen Befestigungsschrauben an die Zwischenträger *u*. Aufserdem ist *d*

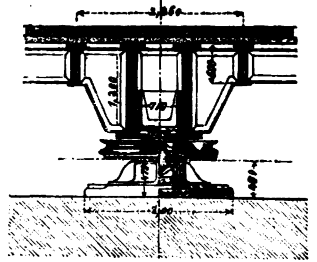
noch nach unten um 91 mm fortgeführt, auf 327 mm im Quadrat verbreitert (Anschläge für *u*) und mit Kugelzonen-Oberfläche von 300 mm versehen, gegen welche sich die durch Schrauben *c* zu bewegenden Centrierungsbacken anlehnen. Wegen der Kugelfläche entsteht beim Schwenken der Brücke kein Klemmen an den Führungsflächen. Höhenjustierung mittels Keilen durch die Schraube *e*.

Etwas abweichend und einfacher ist die Anordnung bei der Hohnstorfer Brücke (T. IV, F. 1ᵃ u. 1ᵇ, 1ᶜ). Gufsstahlzapfen in einem Schmiedestück *cc* gelagert, welches letztere an dem Drehzapfenträger *a* befestigt ist. *ll* = Pafskeile, *ii* = Federn, in entsprechende Nuten von *cc* eingreifend. Höhenjustierungskeile durch Schrauben *ec* feststellbar.

Bei der ebenfalls nach Schwedler'schem System konstruierten Parnitz-Brücke der Breslau-Schweidnitz-Freiburger Bahn (T. IV, F. 8ᵃ) ruht die stählerne Pfanne für den Drehzapfen in dem gufseisernen (in seinem oberen Teile in zwei Hälften auseinander nehmbaren) Lagerbocke auf einer kräftigen Schraube aus Gufsstahl (120 mm Durchmesser), welche mittels eines Schneckenradvorgeleges auf und ab zu bewegen ist. Beim Drehen der Brücke erhält die Schraubenspindel 1440 kg Belastung pro 1 qmm des Kernes und die Schraubengänge der Rotgufsmutter werden mit 248 kg f. d. qcm auf Abscherung in Anspruch genommen. — Zu den auf den Drehzapfen aufgesetzten Drehbrücken gehören ferner: die Drontheimer Drehbrücke (T. VI, F. 4ᶜ) und auch die auf hydraulischem Drehzapfen ruhenden Drehbrücken.

Die Last wird bei der Marseiller Brücke (T. III, F. 15ᵃ u. 15ᵇ und Textfig. 60*a*, vergl. auch § 32) auf den (wegen des Brückenkippens vor dem Ausschwenken) zeltdachförmig gestalteten Zapfenkopf *K* durch das gufseiserne Druckhaupt *D*, auf welchem der kastenförmige Hauptquerträger *a* sitzt, übertragen. *r* = gufseisernes Segment, welches von den Reibungsrollen *i* geführt wird. (Verbesserte Anordnung siehe Textfig. 61.) Der Durchmesser des Cylinders *E* ist von der Last und dem zur Verfügung stehenden Wasserdrucke abhängig. Eine Anlage mit geringerem Drucke ist billiger, weniger kompliziert und auch weniger gefährlich, verlangt aber gröfseren Kolbendurchmesser. Wird der Cylinder *F* aus Gufseisen hergestellt, so mufs derselbe sehr starke Wände erhalten (Viktoria-Brücke, Leith, 152 mm Wanddicke bei 1,3 m Cylinderdurchmesser und 50 Atm. Druck). Bei der Marseiller Brücke, wo der Druck 270 Atm. beträgt, ist *F* aus Schmiedeeisen. Bodenstück *G* getrennt, um keine gröfseren Längsspannungen, als die Kolbenreibung beträgt, zu erhalten. Textfig. 60*c*, Abdichtungsfuge zwischen den Teilen *F* und *G*. Textfig. 60*b* desgleichen zwischen Cylinder *E* und Kolben *F*. Hier ist *n* ein Kautschukring, welcher dazu dient, dafs der Kolben *E* beim Drehen nicht den Lederkragen mitnimmt und zerreifst (Reibung zwischen Kautschuk und Leder gröfser als zwischen Leder und Gufseisen), *M* ist eine Sicherheitsvorrichtung, um für den Fall, dafs ein Rohr platzt, das Druckwasser im Cylinder abzusperren.

Fig. 95.
Drehzapfen der Drehbrücke am Bassin de la Villette.
M. 1:50.



Schliefslich mag hier noch auf die bei der Drehbrücke zu Aubervillers (la Villette, Paris) angewandte Konstruktion hingewiesen werden (Textfig. 95), wo der Drehzapfen, um sowohl das Drehen als auch das Kippen der Brücke zu gestatten, aus einer 0,35 m im Durchmesser haltenden Kugel von weicher Phosphor-Bronze besteht. Der Kugelzapfen befindet sich zwischen zwei hohl-halbkugeligen Lagerschalen aus harter Phosphor-Bronze, von denen die obere mit dem Überbau fest verbunden ist, während die untere, mittels eines breiten Gufsstückes, auf dem Pfeilermauerwerk ruht. Die Verbindung der oberen Lagerschale mit dem Überbau

geschieht durch ein gufsstählernes, gleichzeitig die gufseiserne Trommel für die Drehkette tragendes Stück und aufserdem durch ein zweites kastenförmiges Gufsstahlstück, welches mit den Längs- und Querträgern der Brücke verschraubt ist. Die beiden genannten Gufsstahlstücke berühren sich durch Vermittelung einer breiten Stahlplatte und sind miteinander verschraubt.

Wie die Erfahrung gezeigt hat, wird der Kugelzapfen bei der Drehung der Brücke allmählich durch die obere Lagerschale verschoben, sodafs die Berührungspunkte der Kugel sich stets erneuern, was für die gute Erhaltung der letzteren von Wichtigkeit ist. Der Druck auf den Zapfen beträgt beim Drehen 130 t.

§ 63. Festigkeitsberechnung der Hauptquerträger und des Drehzapfens. Bei Brücken, welche in der Hauptsache nur vom Drehzapfen gestützt werden, hat man es nicht mit der in § 61, S. 111 erwähnten statischen Unbestimmtheit zu thun und es lassen sich hier die Hauptquerträger und die Zapfenträger genau berechnen.

Beispiel. Hohnstorfer Brücke (T. IV, F. 1[a], 1[b], 1[f]). Die beiden mittleren Querträger b von je 620 cm Länge tragen zwischen sich den 100 cm langen Zapfenträger a. Eigengewicht der Brücke 100360 kg. Vernachlässigt man der Sicherheit halber die Wirkung des Stützrades E, so ist bei offener Brücke das gröfste Biegungsmoment für b: $M = \frac{100360}{4} \cdot \frac{620}{2} = 7777900$ cmkg und bei geschlossener und mit Betrieb belasteter Brücke das gröfste Biegungsmoment für a (da Zapfendruck $= 96290$ kg): $M = \frac{1}{4} 96290 \cdot 100 = 2407250$ cmkg. Da die gröfste Transversalkraft für a bei ausgeschwenkter Brücke: $R = \frac{100360}{2} = 50180$ kg beträgt, so berechnet sich für das 80 cm hohe Vertikalblech, bei 465 kg zulässiger Scherspannung, die Stärke δ annähernd zu $\frac{50180}{80 \cdot 465} = 1{,}35$ cm, wofür 2 cm genommen wurde.

Die auf die Flächeneinheit des Zapfenquerschnittes zuzulassende Pressung wird sehr verschieden angegeben. Während Shaler Smith nur 56 kg f. d. qcm anzunehmen empfiehlt (wegen des Wegschabens der Schmiere beim Drehen) findet man nach Clark Fischer bei sich gut bewährenden amerikanischen Brücken oft einen Zapfendruck von 492 kg pro qcm. Bei den Drehbrücken nach Schwedler beträgt der Druck auf die Querschnittseinheit bei Gufsstahlzapfen 672 kg bis 726 kg. (Bekanntlich ist auch auf die Form der Berührungsfläche zwischen Zapfen und Pfanne Rücksicht zu nehmen. Vergl. die Zusammenstellung der bezüglichen Formeln in Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1875, S. 291 und Zeitschr. d. Ver. Deutsch. Ing. 1886, S. 914).

Man wird also die zulässige Pressung verschieden wählen können, je nachdem man mehr Gewicht auf gute Schmierung (geringes Abnutzen) oder kleinen Reibungshebel legt. Bei langen aus dem Pfeiler herausragenden Drehzapfen (vergl. z. B. T. V, F. 1[a]) ist übrigens, falls grofse Pressungen zugelassen werden, auch auf die Knickfestigkeit des unten eingemauerten Drehzapfens Rücksicht zu nehmen. Streng genommen ist der Zapfen nicht nur für Druck, sondern auch für das beim Drehen der Brücke den Zapfen verwindende Reibungsmoment zu berechnen. Doch kommt man in den hier einschlägigen praktischen Fällen, bei Berücksichtigung der erwähnten Inanspruchnahme auf zusammengesetzte Festigkeit, auf keine wesentlich gröfseren Zapfenabmessungen als die durch einfache Berechnung auf Druck sich ergebenden.

Bei Drehbrücken ohne jegliche Sicherheitslaufrollen gegen Kippen (T. V, F. 1[a] u. S. 56) wird der Zapfen durch Winddruck auf Biegung beansprucht. Ist der Winddruck $= w$ auf die Einheit der getroffenen Überbaufläche F, l die aus dem Pfeiler herausstehende Länge $d\,n$, und e der Hebelarm der Winddruck-Resultante bezüglich des Zapfenkopfes n, so ist das Biegungsmoment bei $d\,d$ gleich $m = Fw\,(l - e)$. Ist aufserdem die lotrechte Belastung des Zapfens $= D$ und der Durchmesser $= d$, so hat man die Formel für die Beanspruchung σ auf zusammengesetzte Festigkeit:

$$\sigma = \frac{4D}{\pi d^2} + \frac{32 F w (l-e)}{\pi d^3} = \frac{1}{d^2}\left(1{,}27 D + 10{,}19 \frac{F w (l-e)}{d}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 50.$$

Beispiel. Zweiarmige Drehbrücke: 50 m Gesamtlänge; Blechträger von 3,5 bis 1,5 m Höhe; $l = 3{,}2$ m; $e = 1{,}3$ m; $D = 180000$ kg; $w = 100$ kg f. d. qm. Wählt man $d = 40$ cm, so ergiebt sich die gröfste Beanspruchung des schmiedeisernen Zapfens (ohne Rücksicht auf Stöfse) zu

$$\sigma = \frac{1}{1600}\left[1{,}27 \,.\, 180000 + 10{,}19 \frac{25\,(3{,}5 + 1{,}5)\,100\,(320 - 130)}{40}\right] = 580 \text{ kg f. d. qcm.}$$

(Oosterdoksluis, Amsterdam 49,7 m lang: $d = 280$ bis 450 mm bei $l = 3{,}2$ m; Dordrechter Brücke 53,6 m lang: $d = 300$ bis 380 mm bei $l = 2{,}8$ m; Dordrechter Brücke 34,8 m lang: $d = 250$ bis 300 mm bei $l = 2{,}0$ m).

Fig. 96.

Zur Berechnung des auf den Zapfen sich stützenden Druckhauptes wird man bei einer gröfseren Anzahl Hängebolzen c (T. V, F. 1[a]) die Annahme zu machen sich gestatten, dafs der Zapfendruck D gleichmäfsig von sämtlichen Bolzen längs eines Kreisumfanges vom Halbmesser R übertragen wird (Textfig. 96). Da das Trägheitsmoment des gefährlichsten cylinderförmigen Schnittes $= \frac{1}{12} . 2\pi r . \delta^3$ beträgt, so hat man demnach, bei einer zulässigen Beanspruchung σ, zu setzen: $D(R - r) = \sigma . \frac{1}{12} \frac{2\pi r . \delta^3}{\frac{\delta}{2}}$ oder abgerundet:

$$\delta = \sqrt{\frac{D(R-r)}{\sigma r}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 51.$$

σ ist mit Rücksicht auf die gemachte Annahme einer gleichmäfsigen Druckübertragung nicht zu grofs (für Stahl etwa 1000 kg pro qcm) anzunehmen.

Fig. 97.



Bei einer geringeren Anzahl, z. B. nur $n = 4$ Hängebolzen (Textfig. 97) dürfte es sicherer sein, das Druckhaupt als aus zwei (beziehentlich mehr) sich durchschneidenden, vom Drehzapfen unterstützten Platten AB und CD anzusehen, deren Breite $b = 2 r \sin \frac{\pi}{2n}$ ist. Auch wird man in diesem Falle das Biegungsmoment des Stützendruckes D für je eine Platte gleich $M = \frac{D}{n}\left(R - \frac{b}{2}\right)$ setzen.

Beispiel. $n = 4$; $R = 70$ cm; $r = 17{,}5$ cm; $D = 180000$ kg; $b = 2 . 17{,}5 . \sin 45^\circ =$ rund 24 cm; $M = \frac{180000}{4} . (70 - 12) = 2610000$ cmkg. Bei einer zulässigen Inanspruchnahme von $\sigma = 1000$ kg f. d. qcm erhält man die erforderliche Stärke δ des Druckhauptes aus $2610000 = \frac{1000}{6} . 24 \delta^2$ zu $\delta = 25$ cm.

Übrigens ist zu berücksichtigen, dafs das Druckhaupt, aufser der Biegungsbeanspruchung, noch eine direkte Pressung $\sigma_1 = \frac{D}{\pi r^2}$ auf die Flächeneinheit des sich andrückenden Stützlagers des Drehzapfens, und ferner, parallel zur Druckrichtung, eine Scherspannung $\tau = \frac{D}{2\pi r . \delta}$ auf die Flächeneinheit des cylindrischen Schnittes $2\pi r . \delta$ erfährt. Die infolge der gleichzeitigen Wirkung entstehende gröfste Hauptpressung hat bekanntlich den Wert

$$\sigma' = \frac{1}{2}(\sigma + \sigma_1) + \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma - \sigma_1)^2 + 4\tau^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 52.$$

Für das oben berechnete Beispiel ist $\sigma = 1000$ kg f. d. qcm; ferner $\sigma_1 = \frac{180000}{\pi . (17{,}5)^2} = 187$ kg f. d. qcm und $\tau = \frac{180000}{2 . \pi . 17{,}5 . 25} = 66$ kg f. d. qcm.

Demnach erhält man $\sigma' = \frac{1}{2} 1187 + \frac{1}{2}\sqrt{813^2 + 4 . 66^2} = 1005$ kg f. d. qcm, also nur wenig gröfser als das gewählte σ. Der Unterschied kann jedoch auch bedeutender ausfallen, wenn man für σ_1 einen gröfseren Betrag zuläfst.

IV. Specielle Konstruktion und Berechnung der Endauflagerung der Drehbrückenträger.

§ 64. Unrunde Scheiben oder auch Kurbelzapfen zur Hebung und zur Stützung findet man nur bei kleinen Drehbrücken. Ungenügende Stützfläche. Schwierigkeit, den Hub nach Maſsgabe der Abnutzung zu regulieren, wodurch Stöſse beim Auffahren auf die Brücke entstehen. Hierdurch werden starke Achsen und Lager bedingt. Andererseits verursacht das Heben verhältnismäſsig wenig Reibungsarbeit, besonders bei Anwendung von Reibungsrollen (Textfig. 72 und 73, S. 81).

Bei neueren Brücken werden daher Kurbelzapfen mit Reibungsrollen nur zum Heben benutzt, während die Stützung selbst durch anderweite Vorrichtungen bewirkt wird. So z. B. bei den Brücken nach Schwedler durch die Pendel π (T. IV, F. 1[a] bis 1[k]), bei der Königshafen-Brücke, Rotterdam, durch die Unterstützungsrollen C (T. V, F. 3[a] bis 3[c]). Zu letzterem Zwecke dreht man mittels Handhebeln die Welle A (T. V, F. 3[c]), nachdem die Brücke durch die Reibungsrolle c mittels des gezahnten Sektors S (T. V, F. 3[b]) in ihre höchste Stellung gebracht worden ist. Durch Rückdrehen der Vorgelegekurbel k_1 (T. V, F. 3[a]) wird dann die Brücke auf die Rollen C niedergelassen. (Sämtliche Räder und Achsen aus Stahl; Gesamthebung 33 mm; 2 Mann mit je 10,5 kg heben 24,5 t in 2 Minuten einschlieſslich Signale. Reibung mit 37 % in Rechnung gesetzt.)

Bei der Konstruktion solcher Hebungsvorrichtungen für Drehbrücken sind, abgesehen von der Festigkeit, zwei Punkte von Interesse: 1. die Reibungsarbeit bei gegebenem gröſsten Drucke und gegebener gröſster Hebung; 2. das gröſste Drehmoment, welches bei dieser Hebung vorkommt. Von ersterer hängt die Arbeitszeit des gegebenen Motors, von letzterem die erforderliche gröſste Kraft des Motors ab.

Es möge ein Kurbelzapfen mit Reibungsrolle (Textfig. 98) betrachtet werden. Halbmesser der letzteren $= R_2$; desgl. ihres Drehzapfens $c = r_2$; Abstand zwischen Rollenachse c und Kurbelachse $b = R_1$; Zapfenhalbmesser der letzteren $= r_1$. Heiſst der ganze Winkel, um den b sich beim Heben der Brücke hebt, $= \varphi_0$, so ist der entsprechende Drehwinkel der Reibungsrolle $\psi_0 = \frac{R_1}{R_2} \sin \varphi_0$. Beim Beginne der Hebung ist der Druck D der Trägerenden gleich Null, am Ende derselben erreicht er die Gröſse des vollen Stützendruckes D_1. Im Mittel kann also $D = \frac{D_1}{2}$ gesetzt werden. Bezeichnet man ferner mit γ, μ_1 und μ_2 die betreffenden Reibungskoeffizienten, so ist:

Fig. 98.



AB = Tiefste Stellung.
CE = Höchste Stellung.

die Arbeit zum Heben von $\frac{D_1}{2}$ auf die Höhe y_1:

$$A_1 = \frac{D_1}{2} R_1 \cos \varphi_0,$$

die Arbeit der wälzenden Reibung an der Reibungsrolle:

$$A_2 = \gamma \frac{D_1}{2} . R_1 \sin \varphi_0,$$

die Arbeit der Zapfenreibung der Rollenachse:

$$A_3 = \mu_1 \sqrt{1 + \gamma^2} . \frac{D_1}{2} . \frac{r_2}{R_2} . R_1 \sin \varphi_0,$$

die Arbeit der Zapfenreibung der Kurbelachse:

$$A_4 = \mu_2 \sqrt{(1 + \mu_1^2)(1 + \gamma^2)} . \frac{D_1}{2} . r_1 \varphi_0 .$$

Die Gesamtreibungsarbeit $A = A_1 + A_2 + A_3 + A_4$ nimmt also mit dem Wachsen des Rollenhalbmessers R_2 ab. Ferner ist auch leicht ersichtlich, daſs mit dem Wachsen von R_2, also mit der Verminderung von R_1, das Drehmoment des Druckes D sich vermindert. Groſse Reibungsrollen sind also jedenfalls vorteilhaft.

§ 65. Keile. Die zum Heben und Stützen der Trägerenden angewandten Keile bewegen sich meist — und jedenfalls am zweckmäſsigsten — parallel zur Brückenachse (mehrere Brücken in Antwerpen 18 m lang, Brücken der Keystone Company,

Philadelphia, Passaic-Brücke bei Newark von 67,2 m Länge). Von denjenigen Brücken, bei welchen die zum Heben und Stützen dienenden Keile quer zur Brückenachse liegen, sind zu nennen die Kattenburgplein-Brücke, Amsterdam (T. VI, F. 6ᵃ bis 6ᶜ) und die Hunte-Brücke, Elsfleth (T. III, F. 20ᶜ), deren Hebungsmechanismus ganz so, wie in T. V, F. 12ᶜ u. 12ᵈ dargestellt, ausgeführt ist.

Ist α der Keilwinkel, ferner φ der Reibungswinkel sowohl zwischen Keil k und Trägerkissen n, als auch zwischen letzterem und dem Führungslager m (T. VI, F. 6ᵃ), so ist für eine lotrechte Belastung D die erforderliche wagrechte Verschiebungskraft $P = D \tang(\alpha + 2\varphi)$. Hierin ist D proportional der Hebung $y = x \tang \alpha$ d. h., wenn C eine Konstante bedeutet, $D = Cy = Cx \tang \alpha$. Die für die Gesamthebung $y_1 = x_1 \tang \alpha$ zu leistende Arbeit ist demnach

$$A = \int_0^{y_1 \cotang \alpha} P dx = \frac{C y_1^2}{2} \cdot \frac{\tang(\alpha + 2\varphi)}{\tang \alpha} = \frac{D_1 y_1}{2} \cdot \frac{\tang(\alpha + 2\varphi)}{\tang \alpha} \quad \ldots \ldots \ldots 53.$$

Der kleinste Wert von A entsteht bei $\alpha = 45^0 - \varphi$, doch ist dieser Winkel für Stützkeile nur dann brauchbar, wenn $\alpha < 2\varphi$ ist, weil sonst der Keil zurückweicht. Für $\tang \varphi = 0{,}08$ d. h. $\varphi = 4^0\,30'$ würde man also $\alpha = 8^0$ d. h. den Keilanzug etwa $\frac{1}{7}$ nehmen können.

Beispiel. Es sei $y_1 = 10$ cm; $\max D = D_1$ kg; $\alpha = 8^0$; $\tang \varphi = 0{,}08$. Bei guter Schmierung erhält man nach obigem $\max P = D_1 \tang(8^0 + 9^0) = 0{,}306\, D_1$ kg und die Gesamtarbeit

$$A = \frac{D_1 \,.\, 10}{2} \cdot \frac{\tang 17^0}{\tang 8^0} = 10{,}85\, D_1 \text{ cmkg}.$$

Bei schlechter Schmierung für $\tang \varphi = 0{,}14$ wird $A = 15{,}80\, D_1$ cmkg.

Bei dem Keilmechanismus der Hunte-Brücke (T. V, F. 12ᶜ bis 12ᵉ) werden die Stahlkeile aa (T. V, F. 12ᵈ) durch die entgegengesetzten Schraubengewinde der Spindel b gleichzeitig gehoben oder gesenkt (die Spindel b ist bei g, s. T. V, F. 12ᶜ u. 12ᵉ, wegen ihrer Vertikalbewegung mittels eines Universalgelenkes mit der Vorgelegswelle verbunden). Bezeichnet hier α den Keilwinkel; φ den Reibungswinkel an den Keilflächen; φ_1 desgl. für die Schraube; r den mittleren Schraubenhalbmesser; β den Steigungswinkel der Schraube, so ist das bei einer der Hebung y proportionalen Last $D = Cy$ an der Schraubenspindel anzubringende Drehmoment:

$$M = D r \tang(\beta + \varphi_1) \left[\tang(\alpha + \varphi) + \tang \varphi\right] \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots 54.$$

und die für eine Gesamthebung y_1 erforderliche Arbeit:

$$A = \int_0^{y_1} \frac{M \cotang \alpha \,.\, \cotang \beta}{r} \,.\, dy = \frac{C y_1^2}{2} \cotang \alpha \,.\, \cotang \beta \tang(\beta + \varphi_1) \left[\tang(\alpha + \varphi) + \tang \varphi\right] \,.\,. \; 55.$$

Beispiel. Es sei $y_1 = 10$ cm; $\max D = C y_1 = D_1$ kg; $\alpha = 8^0$; $\tang \varphi = 0{,}14$; $\tang \varphi_1 = 0{,}1$ d. h. $\varphi = 8^0$ und $\varphi_1 = 6^0$; $\beta = 4^0$; $r = 2{,}5$ cm erhält man:

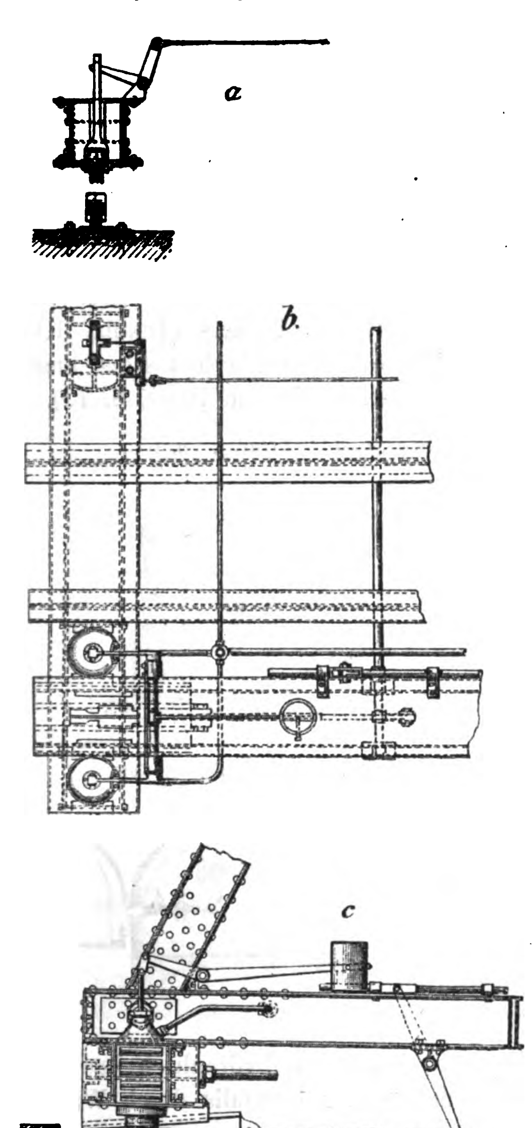
$$\max M = 2{,}5 \,.\, \tang 12^0 (\tang 16^0 + \tang 8^0) D_1 = 0{,}23\, D_1 \text{ cmkg, und}$$

$$A = \frac{D_1 \,.\, 10}{2} \,.\, 7{,}115 \,.\, 14{,}300 \,.\, 0{,}213 \,.\, 0{,}427 = 46{,}33\, D_1 \text{ cmkg}.$$

Nicht immer werden die Keile zum Heben, sondern bei manchen Brücken nur zum Stützen benutzt. Dies ist z. B. bei der 112,8 m langen, gleicharmigen, eingleisigen Ohio-Brücke der Cincinnati-Southern Bahn bei Cincinnati der Fall. Auf beiden Seiten des unteren Gurtendes eines jeden Trägers, fest verbunden mit demselben, sind zwei kleinere hydraulische Cylinder angebracht (Textfig. 99 *b* u. 99 *c*), deren Kolben durch Gegengewichte hoch gehalten werden und erst durch vom Mittelpfeiler zugeleitetes Druckwasser nach unten gedrückt werden, wodurch die Trägerenden bis zur erforderlichen Höhe gehoben werden können. Hierauf werden die Stützkeile, ebenfalls vom Mittelpfeiler aus, mittels Hebelstangen vorgeschoben.

§ 66. Schraubenwinden. Textfig. 100 zeigt eine häufig angewandte Anordnung. Die lotrechte Schraubenspindel steckt mit dem unteren, im Querschnitte quadratischen Teile *a* in einer entsprechenden Hülse. Die Hebung der Spindel wird durch Drehung der Bronzemutter *c* bewirkt. Zu diesem Zwecke erhält das mit *c* zusammenhängende Schraubenrad *b* seine Bewegung von der Schraubenwelle *d*.

Fig. 99. *Ohio-Brücke bei Cincinnati. Hebungsvorrichtung der Trägerenden und Verriegelung.*



Oft werden (Textfig. 101) die Schraubenspindeln samt der Bewegungsvorrichtung nicht auf dem Pfeiler, sondern an den beiden Enden des beweglichen Überbaues selbst angebracht und von der Brückenmitte aus gehandhabt (Textfig. 52*a* u. 52*b*, S. 53).

Ähnlich ist auch die Hebevorrichtung der American Bridge Co. (Textfig. 102, S. 120): a = Schraubenspindel von der Röhre b geführt; AA = letzter Querträger; e = Stahlplatte; b = Schraubenrad; c Schraube ohne Ende, deren Bewegung durch eine Transmissionswelle von der Brückenmitte bewirkt wird.

Der Kerndurchmesser der Spindel kann bei Schweifseisen nach Morin zu

$$d\,\text{mm} = 0{,}67\,\sqrt{D_1}\,\text{kg}$$

und nach Reuleaux, wenn man sicher ist, dafs die Schraubenmutter immer genau ringsum, und nie einseitig auf das Gewinde prefst:

$$d\,\text{mm} = 0{,}46\,\sqrt{D_1}\,\text{kg}$$

angenommen werden.

Bei Stahl darf d im Verhältnis 0,7 : 1 schwächer gehalten werden. Ferner ist nach Reuleaux die Ganghöhe $= \frac{d}{4}$ und die Gangtiefe $\frac{d}{8}$ zu nehmen.

Ist D = Last auf der Spindel; n = Steigungsverhältnis der Spindelschraube; r = mittlerer Halbmesser derselben; R = mittlerer Halbmesser des Schraubenrades b; r = Halbmesser des Halszapfens c (Textfig. 100) am Schraubenrade; r'' der mittlere Halbmesser der ringförmigen Bodenfläche, mit welcher c auf den eingelegten Stahlring drückt; μ der Reibungskoeffizient der Schraubengewinde und für das Gleiten des viereckigen Stückes a; μ' desgleichen für den Halszapfen c und für seine ringförmige Bodenfläche, so ist die zum Heben der Last $D = Cy$ am Teilkreise des Schraubenrades b anzubringende Kraft

$$P = \frac{rD}{R - \mu' r'}\left(\frac{n+\mu}{1-\mu(2n+\mu)} + \frac{\mu' r''}{r}\right) \quad . . 56.$$

Fig. 100. *Schraubenwinde zum Anheben der Trägerenden.* M. 1:50.

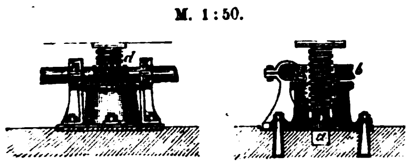


Fig. 101. *Drehbrücke zu Aigues Mortes. Hebevorrichtung der Trägerenden.* M. 1:40. (Vergl. Textfig. 52*a* u. 52*b*, S. 53.)

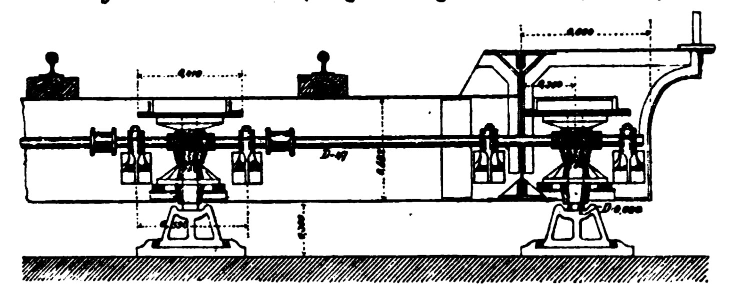
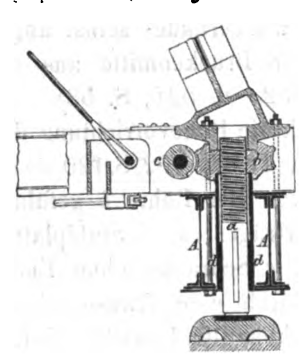


Fig. 102. *Anhubvorrichtung der American Bridge Co.*



und die Reibungs- und Hebungsarbeit bis $y = y_1$:

$$A = \int_0^{y_1} \frac{PR}{nr} dy = \frac{D_1 R y_1}{2n(R - \mu' r')} \left(\frac{n+\mu}{1-\mu(2n+\mu)} + \frac{\mu' r''}{r} \right) \quad . \; . \; . \; 57.$$

Beispiel. Es sei $y_1 = 10$ cm; $max\, D = C y_1 = D_1$ kg; $n = 0{,}067$; $r = 5$ cm; $r' = 8$ cm; $r'' = 6{,}5$ cm; $\mu = 0{,}1$; $\mu' = 0{,}08$; $R = 15$ cm wird:

$$max\, P = \frac{5\, D_1}{15 - 00{,}8 \,.\, 8} \left(\frac{0{,}067 + 0{,}1}{1 - 0{,}1\,(0{,}134 + 0{,}1)} + \frac{0{,}08 \,.\, 6{,}5}{5} \right) = 0{,}094\, D_1 \text{ kg und}$$

$$A = \frac{D_1 \,.\, 15 \,.\, 10}{2 \,.\, 0{,}067\,(15 - 0{,}08 \,.\, 8)} \left(\frac{0{,}067 + 0{,}1}{1 - 0{,}1\,(0{,}134 + 0{,}1)} + \frac{0{,}08 \,.\, 6{,}5}{2} \right) = 21{,}4\, D_1 \text{ cmkg.}$$

§ 67. Kniehebel. Die Anhubvorrichtung befindet sich entweder auf dem Mauerwerke des Pfeilers (Textfig. 103) oder dieselbe ist an dem beweglichen Überbau selbst angebracht (T. VI, F. 5[a] bis 5[d]; Textfig. 70*a* u. 70*b*[9]), S. 79).

Fig. 103. *Anhubvorrichtung der Drehbrücke über den Kanal de l'Ourcq.* M. 1:77.

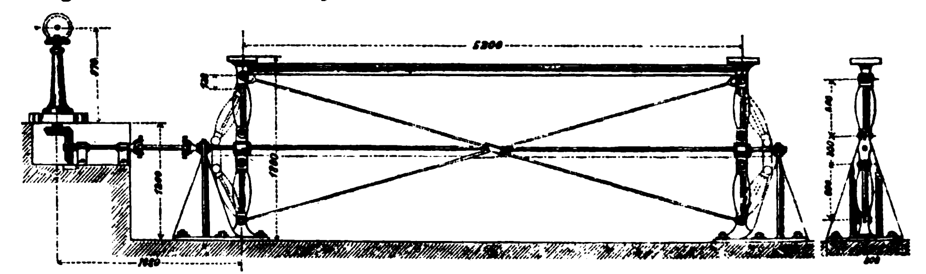
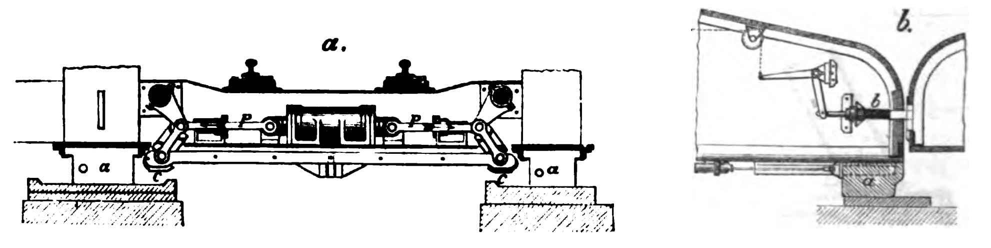


Fig. 104. *Anhub- und Verriegelungsvorrichtung der Ouse-Brücke bei Goole.* M. 0,015.



Bei der Ouse-Brücke bei Goole (Textfig. 104) dienen die hydraulisch bewegten Kniehebel nur zum Heben, während die Stützung mittels der ebenfalls durch Wasserdruck vorgeschobenen Gufseisenklötze *a* erfolgt.

Auch bei der Niederbaum-Brücke in Hamburg (T. VI, F. 1[b] u. 1[c]) erfolgt das Heben der vier Hauptträgerenden, nach dem Einschwenken mittels Kniehebel. Hierauf werden die Pendellager untergeschwenkt (s. Textfig. 55, S. 56) und die Brückenenden auf diese, welche der geschlossenen Brücke gestatten, den Längenänderungen infolge der Temperaturwechsel frei zu folgen, um 2 mm wieder gesenkt. Die Bewegung der Kniehebel erfolgt durch Wasserkraft, da bei gleichzeitigem Abheben beider Brückenenden ein Druck von mindestens 140 t auszuüben ist.

Zu diesem Zwecke wird durch den hydraulischen Kolben *h* (T. VI, F. 1[d]) die Welle *g* nach rechts verschoben (vergl. die Beschreibung der Drehvorrichtung der Niederbaum-Brücke S. 75 u. 80). Der Hohlkegel des von einem Schmidt'schen Wassermotor mittels des Rades d_1 (T. VI, F. 1[e]) getriebenen Rades g_1

[9]) Mehrere Verbesserungen dieser Konstruktion findet man in dem Amerikanischen Patente von C. F. Th. Kandeler, Chicago. (Specification forming part of Letters of Patent No. 343377, dated June 8, 1886.)

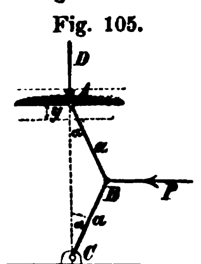
kommt dann außer Berührung mit dem Reibungskegel der Hohlwelle i (welche zum Drehmechanismus der Brücke gehört), und drückt sich nunmehr an den Reibungskegel der Hohlwelle k an. Auf dieser letzteren Welle sitzt das Stirnrad k_1, welches in das Stirnrad m_1 einer Welle m eingreift. An den Enden dieser Welle befinden sich die Kegelräder m_2, welche in die Kegelräder n_2 der lotrechten Wellen n eingreifen, die mit ihren Fufszapfen auf den Plungerkolben o kleiner hydraulischer Cylinder stehen und von diesen um etwa 10 cm in die Höhe geschoben werden, wenn Druckwasser unter die Kolben o tritt. Wird das Druckwasser abgelassen, so sinken diese mit den Wellen durch ihr Eigengewicht herab.

Die Wellen n tragen an ihren oberen Enden kegelförmige Reibungsscheiben n_1, von denen eine, bei nach oben geschobener Welle n und wenn die Drehbrücke richtig eingeschwenkt ist, in einen unter der Brücke angebrachten Hohlkegel p_1 pafst und bei ihrer Drehung diesen mitnimmt, während die andere durch den auf den Kolben o wirkenden Wasserdruck, nur zur Erhaltung des Gleichgewichtes, gegen einen Spurstift q gedrückt wird, sich also leer dreht. Wird die Drehbrücke nach einer Drehung von 180° abermals in die Ruhelage eingeschwenkt, so wird die erste Reibungsscheibe n_1 gegen Spurstift q, die zweite in den Hohlkegel p_1 gedrückt werden.

Von p_1 wird die Drehung durch die Räder r_1, r_2, t_1 u. s. w. schliefslich auf die Mutterspindel t übertragen (T. VI, F. 1ᵉ), welche mit Rechts- und Linksgewinde versehen nach beiden Brückenenden zu die Stangen s hinaus oder herein schiebt, je nachdem sie sich rechts oder links dreht, was durch den Wassersteuerhebel e, oben auf der Brücke, mittels Rechts- oder Linkslaufen der Motoren bewerkstelligt wird.

Die Stangen s drehen mittels Kurbel u_1 (T. VI, F. 1ᵇ u. 1ᶜ) die Kniehebel. Dieselben sind aus einer grofsen Zahl ineinander greifender, 9 mm starker Stahlplatten gebildet, bei welcher Konstruktion es möglich wurde, die Durchmesser der verschiedenen Gelenkbolzen des Kniehebels, zu Gunsten einer Ermäfsigung der Reibung, auf 80 mm zu reduzieren. ω ist ein über Brückenhöhe vorragendes Gegengewicht, welches dazu dient, die ungleichmäfsigen Kraftaufwendungen, welche die Bewegung der Kniehebel erfordert, auszugleichen.

Fig. 105.



Berechnung von Anhubvorrichtungen mit Kniehebeln. Es bezeichne (Textfig. 105): a die Länge jedes der beiden Knieschenkel; r den Halbmesser der drei Gelenkzapfen in A, B und C; c die Strecke AC beim tiefsten Stande; μ den Zapfenreibungskoeffizient; $D = Cy = C(2a\cos\alpha - c)$ die proportional y zu nehmende Belastung; so ist:

$$P = 2C(2a\cos\alpha - c)\,\mathrm{tang}\,(\alpha + \delta), \quad \ldots \quad 58.$$

worin zur Abkürzung $\mathrm{arc\,tang}\,\frac{2r}{a}\mu = \delta$ gesetzt worden ist.

Die von P geleistete Arbeit wird man am besten durch Flächenberechnung finden, indem man die P als Ordinaten und die zugehörigen Wege als Abscissen aufträgt.

Beispiel: $y_1 = 10$ cm; $\max D = Cy_1 = D_1$ kg; also $C = \frac{D_1}{y_1} = 0{,}1\,D_1$; $a = 25$ cm; $c = 2 \cdot 25 - 10 = 40$ cm; $r = 3$ cm; $\mu = 0{,}1$; also $\mathrm{tang}\,\frac{2r}{a}\mu = 0{,}024$, folgt $\delta = 1^\circ 22'$. Man erhält $P = 0{,}2\,(50\cos\alpha - 40)\,\mathrm{tang}\,(\alpha + 1^\circ 22')\,D_1$ kg. Hiernach berechnet sich z. B.:

für $\alpha =$	14°	18°	22°	23°	24°	26°
$P =$	0,468	0,529	0,548	0,548	0,540	0,512 . D_1.

Das $\max P = 0{,}548\,D_1$ kg tritt also für $\alpha = 23^\circ$ ein.

Wird dagegen der Kniehebel wie in T. VI, F. 5ᵃ, 5ᶜ, 5ᵈ durch Drehung der oberen Welle d bewegt, so mögen die Schenkellängen a und b, die Zapfenhalbmesser r, r_1 und r_2, der Zapfenreibungskoeffizient μ, der Reibungswinkel des unteren Gelenkes am Führungsbacken B (T. VI, F. 5ᵃ u. 5ᵈ) φ, die Winkel, die die beiden Schenkel mit der Vertikalen einschliefsen, α und β heifsen, während c die frühere Bedeutung behält. Dann ist das bei einer Belastung:

$D = Cy = C\,(a\cos\alpha + b\cos\beta - c)$ erforderliche Drehmoment an der Welle d:

$$M = \frac{\cos\varphi \,.\, \sin(\alpha + \beta + \delta_1 + \delta_2)}{\cos(\beta + \varphi + \delta_2)} \,.\, Da \quad \ldots \quad 59.$$

Hierin ist $\delta_1 = \mathrm{arc\,tang}\,\frac{r + r_1}{a}\mu$; $\delta_2 = \mathrm{arc\,tang}\,\frac{r_1 + r_2}{a}$; ferner gilt noch die Beziehung:

$\beta = \mathrm{arc\,sin}\left(\frac{a\sin\alpha}{b}\right)$. Die Berechnung der erforderlichen Arbeit erfolgt auch hier am besten durch Flächenbestimmung.

Beispiel. Gesamthebung $y_1 = 10$ cm; $\max D = Cy_1 = D_1$ kg; also $C = 0{,}1\,D_1$; $a = 16$ cm; $b = 28$ cm; $c = 16 + 28 - 10 = 34$ cm; $r = 5{,}5$ cm; $r_1 = 1{,}5$ cm; $r_2 = 1{,}5$ cm; $\mu = 0{,}1$; $\varphi = 6^\circ$. Zunächst erhält man $\beta = \mathrm{arc\,sin}\,(0{,}571\sin\alpha)$; ferner $\delta_1 = \mathrm{arc\,tang}\,0{,}0438 = 2^\circ 30'$; $\delta_2 = \mathrm{arc\,tang}\,0{,}0189 = 1^\circ 7'$. Hiernach wird:

für $\alpha = 25^\circ$ 28° 30° 32° 35°
$\beta = 13^\circ 55'$ $15^\circ 30'$ $16^\circ 33'$ $17^\circ 35'$ $19^\circ 3'$
$D = 0{,}766$ $0{,}712$ $0{,}671$ $0{,}625$ $0{,}556\ D_1$ kg
$M = 0{,}833$ $0{,}892$ $0{,}895$ $0{,}857$ $0{,}822\ D_1$ cmkg.

Das Maximaldrehmoment von $0{,}895\ D_1$ cmkg findet also bei $\alpha = 30^\circ$ statt.

Die Gröfse des für die möglichst vollkommene Ausbalancierung der Brückenenden günstigsten Gegengewichtes (z. B. ω in T. VI, F. 1^b u. 1^c), ferner die Stellung der Gegengewichtshebel in Bezug auf die Kniehebelstellung, sowie schliefslich die in den verschiedenen Stellungen der Kniehebelteile auftretenden Reibungswiderstände werden wohl am besten auf graphischem Wege durch Probieren festgestellt. Hierbei wird man durch Antragen des Reibungswinkels in den Detailzeichnungen für die einzelnen aufeinander folgenden Stellungen der Kniehebelbestandteile die bezüglichen Druckpunkte (Berührungspunkte)

Zusammenstellung verschiedener Angaben

A. Brücken für Eisenbahn- beziehentlich für Eisenbahn-

No.	Ort.	Bestimmung.	Anzahl Durchfahrten.	Anzahl Teile.	Trägerlänge m	Armlängen m	Lichtweiten m	Gesamtbreite m
1	Raritan-Brücke, Amboy, New-Jersey.	Eingleisig.	2	1	143,86	2 × 71,93	2 × 65,9	5,84
2	Mississippi-Brücke, Louisiana.	Eingleisig.	2	1	122,00	2 × 61,00	2 × 54,9	4,88
3	Mississippi-Brücke, Keokuk, Jowa.	Zweigleisig.	2	1	114,70	2 × 57,35	2 × 48,8	6,10
4	Missouri-Brücke, Atchison.	Eingleisig.	2	1	112,80	2 × 56,40	2 × 48,8	—
5	Missouri-Brücke, Rock-Island.	Eisenbahn oben, Strafse unten.	2	1	112,24	2 × 56,12	2 × 48,8	6,10
6	Mississippi-Brücke, Quincey, Illinois.	Eingleisig.	2	1	110,41	2 × 55,20	2 × 48,8	4,58
7	Mississippi-Brücke, Hannibal, Missouri.	Eingleisig.	2	1	110,41	2 × 55,20	2 × 48,8	5,49
8	Mississippi-Brücke, Burlington, Jowa.	Eingleisig.	2	1	110,41	2 × 55,20	2 × 48,8	4,58
9	Mississippi-Brücke, Dubuque.	Eingleisig.	2	1	110,41	2 × 55,20	2 × 48,8	4,58
10	Missouri-Brücke, Kansas-City.	Eisenbahn und Strafse.	2	1	111,02	2 × 55,51	2 × 48,8	6,10
11	Niagara-Brücke, Buffalo, New-York.	Eingleisig.	2	1	110,41	2 × 55,20	2 × 48,8	5,49
12	Hudson-Brücke, Albany, New-York.	Zweigleisig.	2	1	83,57	2 × 41,78	2 × 34,16	8,54
13	Ouse-Brücke der Hull-Barnsley-Eisenbahn.	Zweigleisig.	2	1	75,6	2 × 37,80	2 × 30,5	—
14	Victoria-Brücke, Leith.	Zweigleisig und Strafse.	1	1	65,2	44,8 u. 20,4	36,6	11,90
15	Harlem-Brücke, New-York.	Zweigleisig.	2	1	91,5	2 × 45,75	2 × 30,5	12,2
16	Ouse-Brücke bei Goole.	Zweigleisig.	2	1	76,0	—	2 × 30,5	10,86
17	Alfred-Dock, Birkenhead.	Eisenbahn.	1	1	—	—	30,5	12,81
18	Duke-Street, Birkenhead.	Eisenbahn.	1	1	54,90	—	30,5	12,81

der Zapfen gegen die umschliefsenden Augen graphisch konstruieren und dann diese Punkte als die ideellen Angriffspunkte (Stützpunkte) in dem zugehörigen geometrischen Zusammenhang des Kniehebelsystems betrachten.

§ 68. Hydraulische Pressen dienen zum Heben, während das Stützen der Träger durch untergeschobene Keile oder Klötze erfolgt.

Ist der Wasserdruck f. d. qcm $= p$, der Kolbendurchmesser $= d$, die Breite der Liderung $= b$, Reibungskoeffizient $= \mu$, so ist zur Überwindung der Last D eine Kraft von $P = D + \mu \pi d b \cdot p$ erforderlich. Da nun aber $P = \frac{\pi d^2}{4} p$ beträgt, so folgt als nötiger Wasserdruck:

$$p = \frac{4D}{\pi d (d - 4 \mu b)}.$$ Für μ kann 0,25 gesetzt werden.

über einige ausgeführte Drehbrücken.

und Strafsenverkehr (nach Lichtweiten geordnet).

Trägerform.	Trägerhöhe m	Gewicht der bewegl. Teile in Tonnen.	Bewegungskraft.	Bemerkungen.
Trapezträger, Fachwerk.	9,15—12,20	501 t engl.	Dampf und Wasser.	Siehe T. VI, F. 2a bis 2b. Erbaut 1875. Druck auf dem Zapfen, hauptsächlich aber auf 30 Rollen von 0,59 m Durchmesser und 0,30 m Breite. Rollkranz-Durchmesser 10,68 m.
Fachwerkträger.	9,15—12,20	391 t engl.	Dampf.	Der Drehzapfen trägt ²/₃ bis ³/₄ der Last. — Rollkranz von 9,6—10,7 m Durchmesser. — Gufseiserne Rollen von 0,61 bis 0,96 m Durchmesser und 0,15—0,25 m Breite, wobei 248 kg Druck auf 1 cm Rollenbreite. — Rechnungsmäfsige Verkehrslast für das Eisenbahngleis 5464 kg f. d. lfd. m. — Dampfmaschine von 25—30 Pferdekr. öffnet die Brücke in 1¹/₂ Minuten; vier Mann, bei schlechtem Wetter, in 2 Min.
Abgestumpfter Parabelträger, Fachwerk.	8,54—10,37	403 t engl.	Dampf.	Erbaut 1870.
Trapezträger, Fachwerk.	9,00—11,60	—	—	Erbaut 1874.
Parallelträger, Fachwerk.	10,68	701 t engl.	Dampf.	Erbaut 1873.
Siehe T. III, F. 7.	7,93—10,68	285 t engl.	Dampf.	Erbaut 1876.
Fachwerkträger.	7,93—10,68	285 t engl.	Dampf.	Erbaut 1870.
Fachwerkträger.	7,93—10,68	285 t engl.	Dampf.	Erbaut 1868.
Fachwerkträger.	8,54—10,37	285 t engl.	Dampf.	Erbaut 1868.
Fachwerkträger.	7,63—10,68	303 t engl.	Dampf.	Erbaut 1869.
Fachwerkträger.	7,93—10,98	290 t engl.	Dampf.	Erbaut 1868.
Parallelträger, Fachwerk.	6,71	377 t engl.	Dampf.	Erbaut 1868.
Abgestumpfter Parabelträger, Fachwerk.	Gröfste Höhe 6,45	649 t engl.	—	Mit Rollkranz.
Abgestumpfter Parabelträger, Fachwerk.	8,23—2,13	620 t engl.	Wasser.	Erbaut 1874. Drehzapfen hydraulisch gehoben. Das schwerere Hinterende auf zwei Laufrädern von 0,76 m Durchmesser.
Fachwerkträger.	6,0—12,2	—	Wasser.	Rollkranz von 7.8 m Durchmesser. — 56 konische Rollen von 0,4 m gröfstem Durchmesser.
Abgestumpfter Parabelträger, Blechträger.	1,20—5,03	670 t engl.	Wasser.	Siehe T. III, F. 1 u. 12. Erbaut 1869. — Last auf Rollkranz von 9,2 m Durchmesser. — 36 Rollen von 0,92 m Durchmesser und 0,31 m Breite.
—	—	450 t engl.	Wasser.	Last auf dem Rollkranze.
Blechträger mit zwei Hängestangen nach einem Ständer in der Mitte.	Blechträger 2,14 hoch.	700 t engl.	Wasser.	Last auf 16 Rollen von 1,53 m Durchmesser. 3 Stützräder am Hinterende.

No.	Ort.	Bestimmung.	Anzahl Durchfahrten.	Anzahl Teile.	Trägerlänge m	Armlängen m	Lichtweiten m	Gesamtbreite m
19	Passaic-Brücke, Newark, N. J.	Zweigleisig.	2	1	76,7	—	2 × 28,4	—
20	Passe Missiessy, Toulon.	Eingleisig.	2	1	52,00	33 u. 19	28 u. 14	7,00
21	Bassin national, Marseille.	Eingleisig und Strafse.	1	1	62,00	38,4 u. 23,6	28,0	16,00
22	Eingang zum Albert-Dock, Hull.	Eingleisig.	1	1	42,7	—	24,4	3,66
23	Liebau.	Eisenbahn.	2	1	58,0	—	2 × 22,5	—
24	Morpeth-Dock, Birkenhead.	Eisenbahn.	1	1	42,7	—	21,35	12,81
25	Nordseekanal, Velsen, Holland.	Zweigleisig.	2	1	51,3	2 × 25,65	2 × 20,74	6,1
26	Königshafen, Fijenoord, Rotterdam.	Zweigleisig.	2	1	53,8	2 × 26,9	2 × 21,0	6,88
27	Wijnstraat, Rotterdam.	Zweigleisig.	2	1	52,75	2 × 26,37	2 × 21,0	—
28	Maas-Brücke, Dordrecht.	Zweigleisig.	2	1	53,64	2 × 26,82	2 × 21,0	7,0
28a	Zaan-Brücke, Zaandam.	Zweigleisig.	2	1	51,4	2 × 25,7	2 × 21,0	6,5
29	Oosterdoksluis, Amsterdam.	Zweigleisig.	2	1	49,74	2 × 24,1	2 × 21,0	5,5
30	Nordseekanal, Zaandam.	Zweigleisig.	2	1	49,74	2 × 24,1	2 × 21,0	5,5
31	Bassin Joliette, Marseille.	Eisenbahn und Strafse.	1	1	42,9	27,14 u. 14,56	21,3	8,0
32	Hauptkanal, Geestemünde.	Zweigleisig.	2	1	—	—	2 × 18,3	—
33	Cette-Kanal zu Cette.	Eisenbahn und Strafse.	2	1	—	—	20,0 u. 14,0	9,0
34	Lough Athalia, Galway.	Eisenbahn.	2	1	—	—	2 × 18,3	11,59
35	Grofse Weser, Bremen.	Zweigleisig.	2	1	47,7	2 × 23,84	2 × 18,24	13,18
36	Masnedsund, zwischen Falstern und Seeland.	Eingleisig.	2	1	45,0	2 × 22,3	2 × 18,0	4,9
37	Ouse-Brücke, North-Eastern Eisenbahn.	Zweigleisig.	2	1	53,68	—	2 × 18,9	—
38	Zwischen West-India Dock und South Dock, London.	Eingleisig.	1	1	36,30	—	16,78	4,89

Trägerform.	Trägerhöhe m	Gewicht der bewegl. Teile in Tonnen.	Bewegungskraft.	Bemerkungen.
Parallelträger, Fachwerk.	6,71	—	—	Bahn unten; 3 Hauptträger.
Abgestumpfter Parabel-Blechträger.	Gröfste Höhe 3,00	Gegengewicht 70.	Hand.	Last auf Zapfen und Rollkranz. — 2 Mann öffnen in 10 Minuten.
Abgestumpfter Parabel-Gitterträger.	1,5—3,75	700	Wasser.	Siehe T. III, F. 15a bis c. — Drei Hauptträger. — Hydraulisch zu hebender Zapfen. — Am schweren Hinterende 8 Laufräder, welche je 5 t Druck erhalten.
Blechträger.	—	Gegengewicht 300 t engl.	Wasser.	Last auf Zapfen und Rollen. — Schweres Ende am Lande. — Geöffnet in 3 Minuten.
Fachwerkträger.	Gröfste Höhe 7,5	—	—	Mit Rollkranz.
—	—	420 t engl.	Wasser.	Das Landende ist das leichtere. Beim Heben des Zapfens, durch Wasserdruck, legen sich die am hinteren Ende angebrachten Räder von unten gegen einen am Mauervorsprunge angebrachten Schienenkranz.
Abgestumpfter Parabelträger, Fachwerk.	—	228	Hand.	Stahlträger. — Gerader Obergurt. — Last auf hohem Centralzapfen. — Nur 4 kleine Laufrollen auf einem Laufkranze von 3,81 m Durchmesser.
Abgestumpfter Parabelträger, Fachwerk.	1,04—2,6	Stahl 132,6 t. Schweifseisen 53,0. Gufseisen 9,3 und 12 cbm Holz.	Hand.	Siehe T. III, F. 9. — Last auf dem Zapfen. — Vier Hauptträger in 1,51 m — 2,09 m — 1,51 m Abstand. Gewichtsangabe nach der Ausschreibung von 1871.
Desgl.	1,04—2,6	Stahl 138,7 t. Schweifseisen 48,9. Gufseisen 7,8. 18 cbm Holz.	Hand.	Wie No. 26. — Gewichtsangabe nach der Ausschreibung von 1875.
Desgl.	1,04—2,6	Stahl 103,5 t. Schweifseisen 51,6. Gufseisen 1,8.	Hand.	Wie No. 26.
Abgestumpfter Parabel-Blechträger.	1,50—2,86	Stahl 4,7 t. Schweifseisen 157,1 t. Gufseisen 12,1 t. 40,6 cbm Holz.	Hand.	Last auf Zapfen und 4 Laufrollen von 0,5 m, letztere nur gegen Kippen. Laufkranz von 4,13 m Durchmesser.
Desgl.	1,50—3,02	Stahl 90,6 t. Schweifseisen 6,7. 13,3 cbm Holz.	Hand.	Wie T. III, F. 4. — Ohne Rollkranz. — 4 Hauptträger in 1,51 m — 2,09 m — 1,51 m Abstand. Gewichtsangabe nach der Ausschreibung von 1873.
Desgl.	1,50—3,02	Stahl 91,7 t. Schweifseisen 6,8. 13,4 cbm Holz.	Hand.	Siehe T. III, F. 4. Gewicht nach der Ausschreibung von 1873.
Parallelträger, Fachwerk.	2,62	260 t zu hebende Last.	Wasser. 52 Atmosphären.	Siehe T. III, F. 23. — Hydraulisch zu hebender Zapfen. Wenn um 0,9 m gehoben, so braucht die Brücke für Durchlassen von Kähnen nicht geöffnet zu werden. Schwereres Hinterende auf Rädern.
Abgestumpfter Parabel-Blechträger.	1,2—2,2	—	—	Mit Rollkranz.
—	—	220 t engl.	Hand.	Last auf Zapfen und Rollen.
Blechträger.	—	200 t engl.	Hand.	
Abgestumpfter Parabel-Gitterträger.	0,76—3,5	3,18 t f. d. lfd. m in Rechnung gezogen.	Hand.	Erbaut 1867. — Drei Hauptträger mit geradem Untergurte. Last nur auf den 32 Rollen von 0,38 m Durchmesser.
Parabel-Fachwerkträger, gerader Untergurt.	6,3	Einschliefslich Drehvorrichtung: Schweifseisen 101,3 t. Gufseisen 21,3. Stahl 2,6.	Hand.	Last auf 16 Stahlrollen.
Blechträger.	1,0—4,3	—	—	Auf Rollkranz.
Gitterträger.	—	275 t engl.	Wasser.	Zapfen hydraulisch gehoben. — Das schwerere Hinterende von 2 Laufrädern gestützt.

No.	Ort.	Bestimmung.	Anzahl Durchfahrten.	Anzahl Teile.	Trägerlänge m	Armlängen m	Lichtweiten m	Gesamtbreite m
39	Eingang in das South-West-India Dock, London.	Eingleisig.	1	1	33,70	—	16,78	5,03
40	Yssel-Brücke, Zütphen, Holland.	Eingleisig.	2	1	39,0	—	16,8 u. 15,7	—
41	Hollandsch Diep, Moerdijk, Holland.	Eingleisig.	2	1	40,65	2 × 20,33	2 × 16,0	—
42	Zuidbeveland-Kanal, Holland.	Eisenbahn.	2	1	—	—	2 × 15,86	6,81
43	Manchester, Sheffield and Lincolnshire Eisenbahn, Grimsby.	Eingleisig.	1	1	—	—	15,86	3,40
44	Zwischen Alfred-Dock und East Float, Birkenhead.	Eisenbahn.	2	1	—	—	15,25 u. 9,15	12,81
45	Foyle-Brücke, Londonderry.	Eisenbahn unten, Strafse oben.	2	1	38,43	—	14,64	7,93
46	Peene-Brücke bei Kamp, Berlin-Stettiner Eisenbahn.	Eingleisig.	2	1	43,90	21,1 u. 22,8	2 × 16,70	3,95
47	Oder-Brücke der Berlin-Stettiner Eisenbahn.	Zweigleisig.	2	1	45,2	22,61 u. 22,14	2 × 16,3	—
48	Parnitz-Brücke der Berlin-Freiburg-Schweidnitzer Eisenbahn.	Zweigleisig.	2	1	38,2	19,95 u. 18,25	2 × 14,3	6,55
49	Elbe-Brücke, Hohnstorf.	Zweigleisig.	2	1	38,6	2 × 18,8	2 × 14	9,16
50	Drehbrücke im Ruppersweiler Seedamme, Schweiz.	Eisenbahn und Strafse.	2	1	40,0	2 × 20,0	2 × 13,30	—
51	Memel-Brücke, Tilsit.	Zweigleisig.	2	1	35,5	2 × 17,75	2 × 13,45	8,00
52	Kahnfahrt-Brücke, Berlin-Stettiner Eisenbahn.	Zweigleisig.	2	1	35,7	17,90 u. 17,34	2 × 12,6	7,54
53	Parnitz-Brücke, Stettin.	Zweigleisig.	2	1	35,7	17,90 u. 17,34	2 × 12,6	7,5
54	Hafenbrücke, Pola.	Eingleisig.	1	1	24,71	16,94 u. 7,74	12,30	4,64
55	Maas-Brücke, Dordrecht.	Zweigleisig.	2	1	34,78	2 × 17,39	2 × 12,0	7,0
56	Hunte-Brücke, Elsfleth.	Eingleisig.	1	1	18,0	14,4 u. 4,0	12,3	2,32
57	Zwischen Blackwall Basin und Export-Dock, London.	Zweigleisig.	1	1	38,28	—	11,59	8,33
58	Zwischen Blackwall Basin und Import-Dock, London.	Zweigleisig.	1	1	32,33	—	11,39	8,33
59	Peene-Brücke, Anclam.	Eingleisig.	1	1	19,46	13,91 u. 5,3	11,31	—
60	Havel-Brücke, Potsdam.	Zweigleisig.	2	1	—	—	9,5	6,45
61	Canal grande, Triest.	Eisenbahn und Strafse.	1	1	18,4	13,45 u. 5,25	9,58	5,68
62	Canal de la Radelle, Aigues Mortes.	Eingleisig.	1	1	—	12,06 u. 9,04	8,0	7,0
63	Canal St. Dizier, Vassy.	Eingleisig.	1	1	18,2	11,59 u. 6,54	5,2 senkrecht, 7,4 schief.	4,57

Trägerform.	Trägerhöhe m	Gewicht der bewegl. Teile in Tonnen.	Bewegungskraft.	Bemerkungen.
Desgl.	—	175 t engl.	Wasser.	Wie vorstehend.
Blechträger, gebrochener Untergurt.	1,25—2,5	—	Hand.	Ohne Rollkranz.
Abgestumpfter Parabelträger, Fachwerk.	1,4—2,75	—	Hand.	Last nur auf dem Zapfen.
—	—	216	Hand.	Wie vorstehend.
—	—	45 t engl.	Wasser.	Erbaut 1877. Die überhängenden Träger drücken am Hinterende gegen den Drehzapfen von unten mit 122 t und stützen sich hierbei auf 2 Räder in 0,76 m Abstand von der Mauerkante der Durchfahrt.
—	—	—	Wasser.	Last auf dem Rollkranze.
—	—	340 t engl.	Hand.	Erbaut 1860. Last auf 18 Rollen von 0,61 m Durchmesser. Rollkranzdurchmesser 0,61 m.
Abgestumpfter Parabel-Blechträger.	—	Bei der Berechnung 1,4 t f. d. lfd. m angenommen.	Hand.	System Schwedler (siehe Textfig. 58, S. 54).
Blechträger, Untergurt gebrochen.	1,6—2,3	97	Hand.	Desgleichen.
Desgl.	1,45—0,90	2,9 t f. d. lfd. m.	Hand.	Desgleichen.
Desgl.	1,24—1,67	?	Hand.	Desgleichen.
Blechträger, gerader Obergurt.	0,88—1,77	2,8 t f d. lfd. m.	Hand.	Ähnlich wie System Schwedler.
Desgl.	1,00—1,60	2,506 t f. d. lfd. m.	Hand.	System Schwedler; 4 Hauptträger in 1,72 m Abstand.
Desgl.	1,20—1,60	80	Hand.	Desgleichen. — 2 Hauptträger.
Desgl.	1,24—1,67	72	Hand.	System Schwedler. Siehe T. III, F. 8.
Blechträger.	0,87	80	Hand.	Siehe Textfig. 98 (Seite 110). — Last auf 56 Hartglaskugeln (Patent Welckum) von 10 cm Durchmesser. — 4 Hauptträger.
Abgestumpfter Parabelträger, Fachwerk, gerader Obergurt.	0,8—2,0	—	Hand.	Last auf dem Zapfen.
Blechträger.	1,20	—	Hand.	Siehe T. III, F. 20 a bis c. — Last auf dem Zapfen allein.
—	—	400 t engl.	Wasser.	Schief unter 64°. — Zapfen hydraulisch zu heben. — Das schwerere Hinterende auf 2 Stützrollen.
—	—	325 t engl.	Wasser.	Schief unter 80°. — Wie No. 57.
Blechträger.	1,26	—	Hand.	Siehe T. III, F. 22 a bis b. — Last auf dem Zapfen und 2 Laufrädern an dem Hinterende.
Abgestumpfter Parabel-Blechträger.	0,63—1,31	—	Hand.	Siehe T. IV, F. 6 a bis b. — Schief unter 60°. — Last auf Rollkranz.
Blechträger.	0,73	Langer Arm 44 t (einschliefslich Belag). Kurzer Arm 24,1. Gegengewicht 58,7.	Hand.	Siehe T. III, F. 17 a bis b und Textfig. 59 a bis b, S. 61. — Last auf dem in die Höhe zu schraubenden Zapfen. — Umgebaut aus der seit 1857 bestandenen Strafsen-Drehbrücke.
Blechträger.	0,87	Schweifseisen 32,75 t. Gegengew. 4,91. 4,47 cbm Holz. 32,8 t Stütz- und Bewegungsvorrichtung.	Wasser.	Siehe Textfig. 52 a bis b (S. 58) und 101 (S. 119). — Last auf Zapfen und Rollkranz von 3,65 m Durchmesser. — Aufserdem Stützrollen am Hinterende.
Desgl.	0,73	42,4, hiervon 11,5 Gegengew.	Hand.	Last auf dem Rollkranze von 16 Stahlrollen.

B. Brücken für Strafsenverkehr

No.	Ort.	Anzahl Durchfahrten.	Anzahl Teile.	Träger-länge m	Armlängen m	Lichtweiten m	Gesamt-breite m
1	Penfeld-Brücke, Brest.	1	2	174,67	Hinterarme 28,44	106,75	7,0
2	Tyne-Brücke, Newcastle-on-Tyne.	2	1	62,8	2 × 31,4	—	15,25
3	Providence-Brücke, Providence.	2	1	70,76	2 × 35,38	2 × 31,72	13,42
4	South-Brücke, Hull.	1	1	51,54	37,2 u. 14,3	30,5	7,32
5	Grofse Schleuse, Havre.	1	2	—	—	30,5	6,71
6	Nene-Brücke, Wisbeach.	1	1	—	—	25,93	10,07
7	Peguonoc-Brücke, Bridgeport.	2	1	64,1	2 × 32	—	—
8	Barrow in Furness.	1	2	53,22	2(17,0 u. 9,61)	24,4	9,44
9	Kattenburgplein, Amsterdam.	2	1	60,0	2 × 29,5	2 × 24,0	—
10	Canada Docks Eingang, Liverpool.	1	1	—	—	24,4	—
11	Millwall Dock Eingang, London.	1	1	—	—	24,4	13,73
12	Canal maritime, Cette.	1	1	48,04	—	21,05	4,00
13	l'Écluse de Barrage, Dünkirchen.	1	2	52,09	2 × 26,04	21,05	4,00
14	Nordseekanal Velsen, Holland.	2	1	—	—	21,35	4,76
15	Walcheren, West-Souburg, Holland.	2	1	48,25	2 × 24,12	2 × 20,0	4,75
16	Geeste-Brücke zwischen Geestemünde und Bremerhafen.	2	1	52,0	—	2 × 20,4	—
16a	Zollhafen, Mainz.	2	1	59,9	29,95	2 × 24 schief 2 × 20 normal	9,00
17	Schleusenbrücke Penarth.	1	1	29,89	22,11 u. 7,77	18,50	4,12
18	Eingang Waterloo-Docks, Liverpool.	1	2	—	—	18,50	8,54
19	Hull-Brücke, Hull.	1	1	34,92	22,72 u. 12,20	17,24	9,91
20	Barrow-Brücke, New-Ross, Irland.	2	1	—	—	2 × 15,25	—
21	Dockbrücke, Rotterdam.	2	1	40,26	—	15,25	6,41
22	Medway-Brücke, Rochester.	1	1	33,25	23,18 u. 10,07	14,79	12,20
23	Liffey-Brücke, Dublin.	2	1	36,6	2 × 18,8	2 × 12,19	10,68
24	Niederbaum-Brücke, Hamburg.	2	1	37,0	2 × 18,0	2 × 13,5	10,87

(nach Lichtweiten geordnet).

Trägerform.	Trägerhöhe m	Gewicht der bewegl. Teile in Tonnen.	Bewegungskraft.	Bemerkungen.
Siehe T. III, F. 2a.	—	700	Hand.	Last auf dem Rollkranze von 9 m Durchmesser. — 50 Rollen von 20 cm Durchmesser. — 9 Mann öffnen in 15 Minuten. — Bei geschlossener Brücke Hinterenden durch Klauen mit Mauerwerk verbunden.
Parabelträger.	7,6	über 1200 t engl.	Wasser.	Erbaut 1876. — Zapfen stets auf Wasser mit 1100 t Druck. Die übrige Last auf dem Rollkranze. — Brücke dreht sich um 360°.
Fachwerkträger.	3,05—7,93	—	Dampf.	Last auf Zapfen und Rollkranz.
Blechträger mit gekrümmtem Obergurte.	1,37—3,35 u. 2,64—3,35	800 t engl.	Wasser.	Gegengewicht 500 t. — Ursprünglich für Handbetrieb eingerichtet.
—	—	—	Hand.	Last auf Zapfen und Stützrädern am Hinterarm.
—	—	500 t engl.	Hand.	Zapfen hydraulisch zu heben. — Akkumulator mittels Handpumpen.
Abgestumpfter Parabelträger, Fachwerk.	7,1—10,4	—	—	
Fachwerk. Siehe T. IV, F. 5.	—	2×116 t engl.	—	Last auf dem Zapfen, unter Vermittelung von Federn (T. IV, F. 5). — Stützräder am Hinterende.
Abgestumpfter Parabel-Blechträger, gerader Obergurt.	1,0—2,31	—	Hand.	Last auf dem Zapfen.
—	—	120 t engl.	Wasser.	Schwereres Vorderende. — Zapfen hydraulisch zu heben. Hierbei drücken hintere Stützräder von unten gegen Laufkranz am Mauervorsprunge.
—	—	—	Wasser.	Wie vorstehend.
—	—	84	Hand.	Last auf Zapfen und Stützrädern am Hinterarm. Öffnet sich in zwei Minuten.
Bogenförmiger Untergurt stemmt sich gegen die Widerlager.	—	60	Hand.	Last auf Zapfen und Stützrädern am Hinterende. — Öffnet sich in 1 Minute. — Noch 2 ähnliche Drehbrücken in Dünkirchen.
Fachwerk.	—	—	Hand.	Schief unter 70°. Last auf Zapfen von 2,5 m Länge und 0,40 bis 0,28 m Stärke.
Abgestumpfter Parabelträger, Fachwerk.	1,7—3,0	—	Hand.	Last auf dem Zapfen. — Zwei Hauptträger.
Abgestumpfter Parabel-Blechträger, gerader Untergurt.	1,4—2,8	—	Hand.	Last auf dem Rollkranz.
Fachwerkträger mit geradem unteren und nach oben konkaven Obergurte.	Größte Höhe über d. Pfeiler 6,5.	76 t die Hauptttr. 5,2 t d. Verbände. 88,4 t d. Fahrb. 12,8 t d. Fußw. 49,4 t d. Drehvorr.	Hand.	Last auf dem Drehzapfen und 4 Laufrädern, von denen 8 auf Federn ruhen. — Laufkranzdurchmesser 4,12 m. — Pfeilerdurchmesser 10 m. — Kosten d. Eisenkonstruktion ohne Holzpflaster 71 700 M.
Blechträger.	—	170 t engl.	Hand.	Zapfen hydraulisch zu heben.
—	—	—	Wasser.	Last auf Rollen. — Die beiden Brückenhälften in geschlossenem Zustande durch hydraulisch eingetriebene Riegel verbunden. — Drei solche Brücken in Liverpool.
Blechträger.	—	240 t engl. Gegengew. 47.	Hand.	Erbaut 1869. — Rollkranz. — Schwereres Hinterende durch 2 Räder gestützt.
—	—	159 t engl.	Hand.	Erbaut 1869. — Last auf Rollkranz.
Blechträger, gerader Obergurt.	0,76—1,53	—	Hand.	
Blechträger.	—	300 t. Hiervon 100 t Gegengew.	Hand.	Last auf Zapfen und Rollkranz von 9,15 m Durchmesser. — 30 Rollen.
Abgestumpfter Blechparabelträger.	2,75	180 t engl.	Hand und Dampf.	Last auf dem Zapfen. — 4 Stützräder von 1,22 m Durchmesser. — Erbaut 1879.
Parabelträger, Fachwerk. Gerader Untergurt. T. VI, F. 1a bis i.	4,76	620 t die Hauptträger, 84 die Querkonstruktion, 500 t die Drehvorrichtung.	Hand oder Wasser (2½ Atmosph.)	Siehe T. VI, F. 1a bis i. — Last in der Hauptsache auf dem Drehzapfen. Außerdem 4 Laufräder, von denen eines mit festen Achsenlagern; die anderen erhalten, mittels Federn, einen Druck von nur je 7 t. — Laufkranz von 8,74 m Durchmesser. — Brücke kann um 360° gedreht werden. — 4 Mann öffnen und drehen um 180° in 6 Minuten. Drehung durch Wasserdruck um 180° in 1,7 Minuten. — Der eiserne Überbau der Drehbrücke kostet 55 000 M., die Drehvorrichtung 40 000 M., der Drehpfeiler 25 000 M.

No.	Ort.	Anzahl Durchfahrten.	Anzahl Teile.	Trägerlänge m	Armlängen m	Lichtweiten m	Gesamtbreite. m
25	Shannon-Brücke, Athlone.	2	1	—	—	2 × 13,31	8,85
26	Mottlau-Brücke, Danzig.	1	1	22,6	16,8 u. 5,8	13,2	—
27	Nieuwe Vaart, Amsterdam.	2	1	27,4	16,6 u. 10,8	12,1 u. 7,5	—
28	Willemsvaart, Zwolle.	1	1	23,55	14,5 u. 9,40	12,05	—
29	Weserschleuse, Hameln.	1	1	18,7	13,1 u. 5,6	11,6	—
30	Nieuwe Heerengracht, Amsterdam.	2	1	25,05	15,4 u. 9,7	10,8 u. 4,6	—
31	Verbindungskanal Rhein-Neckar, Mannheim.	2	1	32,72	2 × 16,36	2 × 10,5	—
32	Spencer Dock Eingang, Dublin.	1	1	—	—	8,54	—
33	Spencer Dock, Dublin.	1	1	—	—	8,54	—
34	Damrak-Brücke, Amsterdam.	2	1	20,10	12,1 u. 8,0	6,75 u. 4,75	—

Litteratur

(zugleich Quellennachweis)

Drehbrücken betreffend.

Mitchell. Swing bridge over the Caledonian Canal. Mech. Magaz. N. S. XXI, S. 84.

Schneider und Montgomery. Drehbrücke für Kanäle. Scientif. americ. N. S. VI, S. 180.

Runde. Drehbrücke über die Geeste zwischen Geestemünde und Bremerhaven. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1856, S. 42.

Gans. Drehbrücke über den Papenburger Kanal. Organ f. Eisenbahnw. 1857, S. 116.

Drehbrücke über den Kanal von Caen. Nouv. ann. de la constr. 1858.

Pont tournant en tole en fers spéciaux. Nouv. ann. de la constr. 1858.

Plocq. Drehbrücke zu Dünkirchen. Ann. des ponts et chaussées. Série III, Bd. XVII.

Franzius. Drehbrücke über die Geeste zwischen Geestemünde und Bremerhaven. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1859, S. 67.

Malberg. Drehbrücke über den Berlin-Spandauer Schiffahrtskanal. Zeitschr. f. Bauw. 1860, S. 193.

Draaibruggen over de Lutterhoofdwijk, van de Dedemsvaart. Verhandelingen van het k. Inst. van Ing. 1861/62, S. 15. (Auch Zeitschr. f. Bauhandw. 1873.)

Königsbrücke über den alten Hafen, Rotterdam. Verhandelingen van het k. Inst. van Ing. 1861/62, S. 26.

Selser. Sich selbst schliefsende Drehbrücke. Scientif. americ. N. S. VII, S. 27. (Auch Wieck's Gewerbezeitung, 1863, S. 49.)

Buchholz. Drehbrücke über den Hauptkanal zu Geestemünde. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 278.

Drehbrücke über die Somme bei Abbeville. Allg. Bauz. 1864.

Drehbrücke über den Rhein-Kanal bei Duisburg. Samml. von Zeichn. f. d. Hütte 1864.

Drehbrücke über die Dock-Schleuse St. Jean zu Havre. Zeitschr. f. Bauw. 1864.

Berg. Weserbrücke zu Bremen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 202 und 1869.

Aumaitre. Die Drehbrücke über die Penfeld bei Brest. Ann. des ponts et chaussées. Serie IV, Bd. XIV, S. 265. (Siehe auch Zeitschr. d. österr. Ing.-Ver. 1865, S. 117 und Mech. Magaz. N. S. XIII, S. 316.)

Hawkshaw. Drehbrücken. Engineering III, S. 5.

Eiserne Drehbrücke zu Rotterdam. Ann. du génie civ. 1867, S. 394.

Drehbrücke über den Spoy-Kanal bei Cleve. Erweiterungsbauten der rhein. Eisenbahn von Hartwich. 1867.

Trägerform.	Trägerhöhe m	Gewicht der bewegl. Teile in Tonnen.	Bewegungskraft.	Bemerkungen.
Blechträger mit Zugstangen nach einem über Mittelpfeiler stehendem Boeke.	—	130 t engl.	Hand.	Last auf Zapfen und Rollen.
Parallelträger, Fachwerk.	1,42	—	Hand.	Bahn oben.
Blechträger.	0,55—1,05	—	Hand.	Last auf dem Zapfen, ohne Rollkranz.
Parallelträger, Fachwerk.	1,5	—	Hand.	Last auf dem Zapfen. — Bahn oben.
Fachwerk, Untergurt gerade.	0,73—1,31	—	Hand.	
Blechträger, gerader Obergurt.	0,64—1,04	—	Hand.	Schief. — Ohne Rollkranz.
Abgestumpfter Parabel-Fachwerkträger, gerader Obergurt.	Gröfste Höhe 1,53	—	Hand.	Last auf dem Rollkranze.
Fachwerk, Parallelträger.	—	—	Hand.	Auf schwimmendem Drehpfeiler (vergl. Textfig. 57, S. 58). Auf der Brücke liegt ein Gleis für Eisenbahnwagen.
Blechträger.	—	—	Hand.	Drehpfeiler. Wie vorstehend.
Blechträger.	0,46—1,31	—	Hand.	Last auf dem Zapfen.

Drehbrücke über den Sicherheitshafen zu Bremen. Zeitschr. f. Bauw. 1868.

Armstrong. The hydraulic swing bridge over the Ouse. Engineer XXVIII, S. 95 und Engng. VIII, S. 95.

Harrison, Armstrong. Hydraulic swing bridge over the river Ouse near Goole. Engng. VIII, S. 388. (Journ. of the Franklin Inst. Serie III, Bd. 58, S. 239 aus Proceedings of mechan. eng. 1869, S. 121.)

Häseler. Über Drehbrücken nach Schwedler's System. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1869.

Sandberg. Beschrijving van het dubbele draaibrug voor gevoon vervoer, over den mond der spoorweghaven onder Dubbeldam nabij Dordrecht. Tijdschrift van het k. Inst. van Ing. 1869/70, S. 26.

Stein. Erweiterungsbauten der Berlin-Stettiner Eisenbahn, ausgeführt in den Jahren 1864—69 (Parnitz- und Oder-Drehbrücke).

Leture, Baudet. Pont tournant du Havre; pont tournant de Fecamp. Ann. industr. 1870, S. 679.

Hoffmann. Smit's hölzerne Drehbrücke über die Ringfahrt. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1870, S. 318.

Schwedler. Mitteilungen über einige Drehbrücken ohne Rollkranz. Zeitschr. f. Bauw. 1871, S. 193. (Deutsche Bauz. 1871, S. 286. Technische Blätter 1871, S. 184.)

Kilnhurst Drehbrücke. Engineer 1870, II, S. 292 u. 296.

Harrison. Swing bridge over the Ouse, North Eastern railway. Engng. XII, S. 264.

Rolling and swing bridges. Artizan 1871, S. 51.

Mississippi-Brücke zu Keokuk, Jowa. Engng. 1871, 1. Sem., S. 360. (Journ. of the Frankl. Inst. 1872, S. 249.)

Cumberland-Brücke zu Nashville. Journ. of the Frankl. Inst. 1871, 2. Sem., S. 51.

Pequonnock-Bridge bei Bridgeport. Engng. 1871, 1. Sem., S. 369.

Rofs-Brücke über den Barrow. Engng. 1871, 1. Sem., S. 229.

Housatonic-Brücke, New York-New Haven Eisenbahn. Engineer 1872, 1. Sem., S. 296. (Scientif. americ. 1872, S. 101.)

Mississippi-Brücke von Rock-Island bei Davenport. Scientif. americ. 1872, S. 100. (Journ. of the Frankl. Inst. 1872, S. 6.)

Missouri-Brücke zu St. Joseph, Mobile. Engng. 1872, 2. Sem., S. 123.

Internationale Brücke zu Buffalo. Engng. 1872, II, S. 305. (Journ. of the Frankl. Inst. 1873, 2. Sem., S. 147.)

Hudson-Brücke zu Albany. Scientif. americ. 1872, S. 101.

Drehbrücke im Binnenhafen Missiessy, Toulon. Ann. des ponts et chaussées 1872, 2. Sem.

Förster. Drehbrücken in Strafsen über holländische Kanäle. Zeitschr. f. Bauhandw. 1873, S. 4 u. 20.



Frühling. Drehbrücke über die Weser-Schleuse in Hameln. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1873, S. 378.

Pont levis ou tournant à volonté sur la passe de la Joliette à Marseille. Notices sur les dessins, modèles et ouvrages relatifs aux travaux des ponts et chaussées et des mines, réunies par les soins du ministère des travaux publics. Exposition univers. à Vienne 1873, S. 248.

Drehbrücke zu Providence. Engng. 1873, 1. Sem., S. 202.

Erläuterungen zu dem Projekte für die Drehbrücke über die Kahnfahrt der Berlin-Stettiner Bahn. Gezeichnet Bollmann und Dietrich, 1874.

Hughes. Drehbrücke mit Rollen und Kugeln. Engng. XVII, S. 14.

Victoria-Brücke zu Leith. Engng. 1874, 2. Sem., S. 433.

Drehbrücke über den Canal de la Radelle bei Aigues Mortes. Ann. industr. 1874, 1. Sem., S. 198.

Shaler Smith. Draw-spans and their turntables. Engng. 1874, 2. Sem., S. 407.

Havel-Brücken bei Potsdam und Werder. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 135.

Mississippi-Brücke bei St. Louis. Zeitschr. d. österr. Ing.-Ver. 1874, S. 79.

Drehbrücke des Middlesborough Docks. Engng. 1874, 2. Sem., S. 371.

Victoria-Brücke zu Brisbane. Engng. 1875, 2. Sem., S. 496.

Sculcoates-Brücke zu Kingstone upon Hull. Engineer 1875, 1. Sem., S. 227.

Neue Maas-Brücke zu Rotterdam. Zeitschr. f. Bauw. 1875, S. 11.

Missouri-Brücke zu Atchison. Engineer 1875, 29. Jan.

Drehbrücke über den Canal de l'Ourcq à la Villette. Nouv. ann. de la constr. 1875, S. 14.

Drehbrücke am Bassin national zu Marseille. Ann. des ponts et chaussées 1875, 1. Sem. — Engineer 1878, Sept., S. 206, 210, 229. Mit Abbild.

Gleim. Über den amerikanischen Brückenbau der Neuzeit. Drehbrücken. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 395.

Steiner. Über Brückenbauten in den Ver. Staaten von Nord-Amerika. Bericht über die Weltausstellung in Philadelphia 1876, S. 171.

Erläuterungen zu dem Projekte der Drehbrücke über die Elbe bei Hohnstorf, gezeichnet Zimmermann und v. Bagh.

Hydraulische Drehbrücke in New-Castle upon Tyne. Engng. 1877, 2. Sem., S. 242.

Drehbrücke innerhalb der Carlisle-Brücke in Dublin. Engineer 1877, 1. Sem., S. 285. Mit Abbild.

Drehbrücke über den Verbindungskanal zwischen Rhein und Neckar in Mannheim. Becker's ausgeführte Konstr. des Ingenieurs. Heft 7.

Drehbrücke über die Memel bei Tilsit. Zeitschr. f. Bauw. 1878.

Charlotte drawbridge. The Delaware Bridge Comp. illustr. Album. Pariser Weltausstellung 1878.

Passaic drawbridge. The Delaware Bridge Comp. illustr. Album. Pariser Weltausstellung 1878.

Drehbrücke des Rappersweiler Seedammes. Die Eisenbahn 1878, S. 105.

Drehbrücke über den Pene-Strom bei Camp und Karnim. Samml. von Zeichn. f. d. Hütte 1878, Taf. 1.

Swingbridge over the Liffey, Dublin. Engineer 1879, 1. Sem., S. 174.

Pröll und Scharowsky. Neues Drehbrückensystem. Annalen f. Gewerbe u. Technik 1879, S. 157.

Blauel. Drehbrücke über die Parnitz (Breslau-Schweidnitz-Freiburger Eisenbahn). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 525.

Drehbrücke in der Severn-Brücke. Engng. 1879, Okt., S. 315; Engineer 1879, Okt., S. 303, 328.

Die Drehbrücken an den Docks im Hafen zu Antwerpen. Engng. 1879, Dec., S. 486 u. 487.

Drehbrücke in der Elbe-Brücke zwischen Lauenburg und Hohnstorf. Deutsche Bauz. 1879, S. 293.

Drehbrücke über die Kahnfahrt der Berlin-Stettiner Bahn. Zeitschr. f. Bauw. 1879.

Drehbrücke über die Maas bei Dordrecht. Nouv. ann. de la constr. 1879, S. 68.

Drehbrücken in den Docks von Antwerpen. Engng. 1879, 2. Sem., S. 486. Mit Abbild.

Pröll und Scharowsky. Drehbrückenkonstruktion. D. R. Patent 10308, Klasse 19, 1880.

Drehbrücke über den Hafen zu Libau. Riga'sche Industriez. 1880, S. 206—209.

Drehbrücke in der Harlem-Brücke in New-York. Engng. 1880, II. S. 420.

Doppelarmige Straßen-Drehbrücke über den Verbindungskanal zwischen Rhein und Neckar in Mannheim. Allg. Bauz. 1880, S. 26.

Drehbrücke der Docks in Barrow in Furness. Engng. 1880, II. S. 320. — Engineer 1880, II. S. 137.

Swingbridge at the Sunderland docks. Engng. 1881, Mai, S. 452.

Drehbrücke über die Kammerschleuse des Spoy-Kanals. Zeitschr. f. Bauw. 1881, Bl. 58.

Die Niederbaum-Brücke in Hamburg. Deutsche Bauz. 1881, S. 159 u. 170. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1882, S. 302 u. 361 (Käferstein. Hydraulischer Drehmechanismus).

Über Drehbrücken mit hydraulischem Betrieb. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 186, aus den Ann. des travaux publics 1881, S. 260.

Barkhausen. Englische Drehbrücken. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 30. Mit Abbild. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1882, S. 401.

Harlem-River Bridge, New-York. Engng. 1882, 1. Sem., S. 497. Mit Abbild. — Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 386. Mit Abbild.

Ohio-Brücke der Cincinnati-Southern Bahn bei Cincinnati. Allg. Bauz. 1882, S. 79. Mit Abbild.

J. Hofmann. Projekt für eine einarmige Strafsendrehbrücke. Prakt. Masch.-Konstr. 1882, S. 302. Mit Tafeln.

Eisenbahn-Drehbrücke im Hafen zu Pola. Wochenbl. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 326.

Swingbridge over the Ouse, Hull and Barnsley Railway. Engineer 1884, 1. Sem., S. 75, 260, 265. Mit Abbild.

Pont tournant sur le Harlem, au commencement de la seconde Avenue, New-York. Le génie civil 1885, 2. Sem., S. 257. Mit Abbild.

Pont tournant du chemin de fer sur Masnedsund entre les îles de Falster et de Seeland (Danemark). Le génie civil 1885, 2. Sem., S. 326. Mit Tafeln. — Uhland's Wochenschr. f. Industrie und Technik 1887, S. 294. Mit Abbild.

Pont tournant d'Aubervillers (Canal Saint-Denis). Ann. des ponts et chaussées 1886, 1. Sem., S. 755. Mit Tafeln.

Drehbrücke am Bauhafen in Swinemünde. Bericht über eine bauwissenschaftliche Studienreise nach der Pommerschen Küste, ausgeführt unter der Leitung des Geh. Oberbaurats L. Hagen, 1885. Berlin 1887.

Kleine amerikanische Drehbrücke. Railroad Gazette 1886, Nov. S. 790. Mit Abbild. — Organ f. Eisenbahnwesen 1887, S. 209.

Drehbrücke über den Mund des Rheinhafens zu Mainz. Der Zoll und Binnenhafen zu Mainz (Festschrift). Mainz 1887. S. 82.

Über einzelne Teile der Drehbrücken.

Michaelis. Hydraulic opzettoestel voor draaibruggen. Verhandelingen van het k. Inst. van Ing. 1870, S. 300.

Müller. Opzettoestel voor spoorweg draaibruggen. Verhandelingen van het k. Inst. van Ing. 1870/71, S. 205.

van Hasselt. Unterstützung des Drehzapfens mittels äquilibrirter Hebel. Verhandelingen van het k. Inst. van Ing. 1872/73. Lief. III, Notulen, S. 32.

Waller. Opzettoestel van de draaibrug over de Koningshaven te Rotterdam. Tijdschr. van het k. Inst. van Ing. 1876/77.

Über Konstruktion der Aufsetzvorrichtung für bewegliche Brücken, insbesondere für Drehbrücken. 6. Supplementband zum Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1878, S. 106.

Über hydraulische Vorrichtungen u. s. w. zur Bewegung von beweglichen Brücken, insbesondere Drehbrücken. Daselbst S. 108.

Über die Verbindung eines Brückendeckungs- bezw. Abstandssignals mit dem zugehörigen Zughebel etc., wenn dieses Signal von dem Standpunkte des betreffenden Wärters durch die Drehbrücke getrennt ist, u. s. w. Daselbst S. 109.

A. Bingel. Neuerungen am Bewegungsmechanismus von Drehbrücken. Deutsches Reichspatent No. 5624. 1879, 16. Juni.

Barret. Appareils hydrauliques pour la manœuvre des ponts mobiles. Bulletin de la société scientifique de Marseille 1879, III.

Referat über vorstehenden Aufsatz in den Mémoires des ingénieurs civils 1880, 2. Sem., S. 526.

Ferner über diesen Gegenstand in H. Schemfil. Die neuesten Kanal- und Hafen-Werkzeuge in Frankreich und England. Wien 1882 und J. Hofmann. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ingenieure, Bd. XXVIII, S. 493.

Crossley Brothers. Turning gear for swing bridges. Engng. 1881, 1. Sem., S. 452.

H. N. Dufour. Beveiliging der beweegbare bruggen over de Oude Maas bij Dordrecht. Verhandelingen van het k. Inst. van Ing. 1883, S. 137. Mit Tafeln.

Mechanische Abhängigkeit zwischen Bahnhofs-Abschlufs-Telegraph und Drehbrücke bei Spandau. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 153. Mit Abbild.

C. F. Th. Kandeler, Chicago. Verbesserungen an der Hebungsvorrichtung der Trägerenden von Drehbrücken. Amerikanisches Patent No. 343 377. 1886, 8. Juni.

J. Schroeder van der Kolk. Beschrijving van het opzettoestellen der draaibruggen in den Staatsspoorweg van Zaandam naar Hoorn. Tijdschr. van het k. Inst. van Ing. 1886/87 u. Taf. 38—41.



F. Krahnbrücken.

§ 69. Krahnbrücken sind Drehbrücken ohne Hinterarm. Die beiden unmittelbar unter den Gleisschienen angeordneten, ungleich langen Hauptträger *a b* (T. V, F. 11ᵃ, 11ᵇ u. 12ᵃ) drehen sich nach Art der Krahne um ihre Wendesäulen *a*, wobei der Parallelismus der Hauptträger durch die drehbar befestigten Verbindungsstangen erhalten bleibt.

Das Krahnbrücken-Prinzip ist zwar schon vor mehr als 50 Jahren bei einzelnen hölzernen Brücken Amerikas und Frankreichs zur Anwendung gekommen, doch haben besonders die niederländischen Ingenieure diese für Überbrückung von Schiffahrtsöffnungen bei mangelnder Konstruktionshöhe durch ihre Einfachheit und Billigkeit sich empfehlende Anordnung besonders ausgebildet. (Ältere holländische einfache Krahnbrücken bis 4 m, später doppelte Krahnbrücken bis 10 m Lichtweite, z. B. bei Breda, bei Schiedam.)

In den letzten Jahren haben die Krahnbrücken auch in Norddeutschland (Oldenburg) durch den Vorgang von Buresch Anwendung gefunden und es steht zu erwarten, dafs diese Konstruktion sich weiter verbreiten wird, da dieselbe den einarmigen Drehbrücken gegenüber den Vorteil bietet, dafs sie nicht des die Laufrollen und den Drehzapfen schwer belastenden Gegengewichtes bedarf. Nicht zu verschweigen ist allerdings die schwache Seite der Krahnbrücken, dafs dieselben einer zusammenhängenden Fahrbahntafel entbehren (bei Entgleisung verderblich).

Die Hauptträgerenden *b b* der Krahnbrücken (T. V, F. 11ᵇ, 12ᵃ) müssen nach dem Einschwenken etwas gehoben werden, damit die Schienen der Brücke in die Höhe des Landgleises kommen. Hierbei wird jedoch nicht nur die elastische Durchbiegung der Träger weggenommen, sondern man macht auch gleichzeitig die Krahnsäule *a*, infolge der etwas länglichen Gestalt des Halseisenloches in Richtung des Trägers frei, sodafs beim Befahren der Brücke die Durchbiegungen der Hauptträger unabhängig von den Wendesäulen vor sich gehen können und die Halseisen nur einen verhältnismäfsig geringen seitlichen Druck auszuhalten haben.

Da nichtsdestoweniger die durch die Betriebslast erzeugten Stöfse sowohl an den Spurlagern der Krahnsäulen als auch unter dem Hebungsmechanismus an dem anderen Brückenende ihre zerstörende Wirkung auf das Mauerwerk äufsern, so hat man, um diesen Übelstand zu umgehen, zweierlei Wege eingeschlagen. Entweder ordnete man zwischen den betreffenden Konstruktionsteilen und dem Mauerwerke starke eichene Mauerschwellen an, die nach Bedarf ausgewechselt werden konnten, oder man entlastete die Krahnsäulen bei geschlossener Brücke ganz, indem man die Hauptträger nach rückwärts so weit verlängerte, dafs auch hier, wie an der Spitze der Brücke, eine besondere Hebungsvorrichtung angebracht werden konnte (T. V, F. 5). Diese letztere, bereits 1865 für die Vecht-Brücke angewandte Konstruktion hat sich vollständig bewährt. (Brücke über den Festungsgraben in Zütphen, durch einen Mann in 5—6 Minuten geöffnet und geschlossen; doppelte Krahnbrücke über die Schie bei Delfshaven, bei welcher das Halseisen ebenfalls verschoben werden kann.)

Die Hauptträger der Krahnbrücken, als Blechträger konstruiert (T. V, F. 5, 11ᵃ, 12ᵃ) sind für den geöffneten Zustand als Konsolträger, für den geschlossenen wie an den Enden gestützte einfache Balken zu berechnen. Das Eigengewicht wird sich je nach der Konstruktion verschieden herausstellen. Während man dasselbe bei der Georgsfehnkanal-Brücke (T. V, F. 12ᵃ u. 12ᵇ) für $l = 6{,}7$ m und einer Verkehrslast von 8000 kg f. d. lfd. m zu 600 kg f. d. lfd. m Gleis gerechnet hat, beträgt bei der Kanalbrücke bei

Zwolle (T. V, F. 11ᵃ u. 11ᵇ) das Gewicht der Krahnträger allein 4220 kg bezw. 4068 kg. Die 7,5 m weit gespannte Linge-Krahnbrücke bei Geldermalsum in Holland enthält pro Gleis 83,56 t Schweifseisen, 1,62 t Gufseisen, 0,82 t Stahl und 0,44 t Blei u. a. Metalle.

Was die Form der Hauptträger-Gurte anlangt, so dürfte die bei der Georgsfehnkanal-Brücke benutzte Anordnung (seitliche Verbreiterung einer Gurtplatte als Fufsweg und Säumung derselben mit einem Winkeleisen) wegen der guten seitlichen Absteifung des Trägers zu empfehlen sein.

Die Befestigung der Fahrschienen darf bei ganz entlasteten Wendesäulen unmittelbar auf den Hauptträgern (T. V, F. 5), ohne Zwischenlage von elastischen Holzunterlagen (T. V, F. 12ᵇ), angeordnet werden.

Die Wendesäulen sind in F. 12ᵇ, T. V 120 mm stark, mit 10 bis 12 mm tiefen Nuten zur Einfügung der Trägerblechwand versehen und an den Angriffsstellen der Halseisen y 5 mm tief eingedreht. Am oberen Ende legen sich Blech und Winkeleisen der Krahnträger in entsprechende Schlitze der Wendesäulen. In F. 11ᵃ u. 11ᵇ, T. V ist das Vertikalblech des Trägers durch zwei 17,5 mm dicke Platten verstärkt, welche mit ersterem zusammen in die 150 mm starke Wendesäule eingreifen. Die Schellbänder haben ebenfalls 17,5 mm Dicke bei 300 mm Breite. In neuerer Zeit bildet man oft die Wendesäulen leichter und bequemer aus vier Winkeleisen, welche das vertikale Trägerblech zwischen sich fassen und für den oberen Hals, sowie für den unteren Muff des Spurzapfens Futterstücke bekommen.

Die Spurzapfen-Konstruktion nach F. 12ᵇ, T. V ist der nach F. 11ᵃ, T. V vorzuziehen, weil bei ersterer weniger leicht eine Verunreinigung durch das Kanalwasser zu befürchten ist.

Die eisernen Halsbänder $r\,r$ (T. V, F. 11ᵃ u. 11ᵇ, 12ᵇ), welche die Wendesäule umfassen, sind mit dem Mauerwerke verankert. Die Anwendung einer einzigen gemeinschaftlichen Verankerungsplatte x (F. 11ᵇ) ist wegen der gröfseren Unverschiebbarkeit vorzuziehen. Um die Wendesäulen in ihrer Stellung nachjustieren zu können, sind bei der Georgsfehnkanal-Brücke besondere Schraubenvorrichtungen v, y (F. 12ᵇ) angebracht.

Die Querverbindungen werden am zweckmäfsigsten sowohl an den oberen als auch an den unteren Gurten angeordnet, wobei die Drehbolzen $e_1 e_1$ (F. 11ᵃ u. 11ᵇ) für die unteren Kuppelstangen unmittelbar an den Untergurten, und die Bolzen $e\,e$ (F. 11ᵃ) für die oberen Verbindungsstangen in die zu diesem Zwecke entsprechend ausgeschnittenen vertikalen Trägerbleche eingesetzt sind.

Die Bewegungsvorrichtung besteht bei den holländischen Krahnbrücken aus dem an der Brücke befestigten Zahnsegmente Y, in welchen das am Pfeiler befindliche Windewerk W eingreift (F. 11ᵇ). Bei der Georgsfehnkanal-Brücke ist, der Einfachheit halber, eine einfache Bockwinde w mit Kette und Schubstange m angeordnet (F. 12ᵃ).

Zur Hebung der Trägerenden wendet man in Holland meist excentrische Scheiben an. Wegen der den letzteren anhaftenden Mängel (vergl. S. 117) ist bei der Georgsfehn-Brücke eine in § 65 beschriebene Keilvorrichtung (F. 12ᶜ u. 12ᵈ) zur Anwendung gekommen.

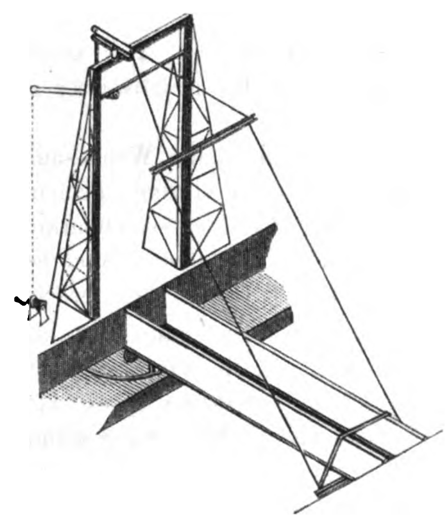
Die seitliche Feststellung der eingeschwenkten Träger wird in F. 11ᵇ durch an der Excenterwelle z sitzende drehbare Klauen, welche das vertikale Blech der Krahnträger fassen, bewirkt. In F. 12ᶜ ist dagegen die Feststellung durch Riegel n mit Hebelgewichten p bewirkt, wobei der Schlufs unmittelbar von Schiene zu Schiene erfolgt und daher auch zuverlässiger sein dürfte.

Der Uferpfeiler wird durch die Verankerung des Halsbandes am ungünstigsten beansprucht, wenn die Brückenspitzen nicht mehr gestützt, die Träger aber noch nicht aufgeschwenkt sind. Bei ganz aufgeschwenkter Brücke ist das Umsturzmoment viel geringer, dagegen die Gefahr zu befürchten, dafs infolge der schief gegen die Anker *r r* wirkenden Kraft erstere nicht die volle Mauermasse zum Widerstande bringen und durch den seitlichen Zug der vordere Mauerteil von dem dahinter liegenden abgerissen wird. Es mufs daher das Gewicht der durch den horizontalen Anker *s* (F. 12^b^) zusammengehaltenen Mauermasse bei einem Reibungskoeffizient = 1 mindestens gleich jener Zugkraft sein. Bei geschlossener und befahrener Brücke erleidet das Halsband, wie schon erwähnt, keine Beanspruchung.

Was schliefslich die Kosten der Krahnbrücken anlangt, so mag erwähnt werden, dafs nach den Angaben von Buresch die 6 m weite Augustfehnkanal-Brücke 9000 Mark und die etwas höhere und unter ungünstigen Bodenverhältnissen gebaute, aus einer festen 10 m i. L. weiten Blechbrücke und einem 6 m i. L. weitem Schiffsdurchlafs bestehende Georgsfehnkanal-Brücke 1868 für 27000 M. herzustellen war.

Mit den Krahnbrücken verwandt ist die bei Sing-Sing im Zuge der New-York-Central und Hudson-River Eisenbahn (Textfig. 106) ausgeführte Brücke. Jedes der beiden Gleise hat seinen besonderen Brückenkörper, von denen der eine beim Öffnen der Brücke nach rechts, der andere nach links ausschwingt. Die Schienen liegen auf hölzernen Querschwellen. Bei geschlossener Brücke ruhen die Brückenträger mit einem Ende auf gufseisernen Auflagerplatten *A A*; am anderen Ende wird der innere Hauptträger jedes Gleises durch eine Lagerplatte *A* und eine der Gleisachse parallele Rolle R_1, der äufsere Hauptträger durch eine ebensolche, jedoch zur Gleisachse senkrecht stehende Rolle R_2 und aufserdem durch einen Drehzapfen Z_1 unterstützt. Senkrecht über diesem ist ein zweiter, von einem kurzen zweiarmigen Hebel H_2 getragener Drehzapfen Z_2 angebracht, an welchem das auszuschwingende Ende des Brückenkörpers vermittels Zugstangen aufgehängt ist. Die Zugstangen bilden zwischen dem Querträger *Q Q* und der Spreize *S S* ein das Durchfahrtsprofil freilassendes Rechteck. Von der Spreize ab laufen die Zugstangen nach dem oberen Drehzapfen zusammen. Der Hebel H_2, auf welchem dieser befestigt ist, findet seinen Stützpunkt auf dem Querträger *T T* eines das Durchfahrtsprofil einrahmenden Gestells. Am Untergurte von *T* ist ein zweiter Hebel H_1 so gelagert, dafs er durch eine Zugstange mit dem Endpunkte von H_2 verbunden und dafs eine am langen Arm von H_1 angebrachte Kette *K* aufserhalb des Durchfahrtsprofils zu einer kleinen Winde geführt werden kann. Zu diesem Zwecke ist H_1 im Grundrisse diagonal zur Brückenachse angeordnet.

Fig. 106 *a*.
Sing-Sing-Brücke.



Soll die Brücke ausgeschwenkt werden, so wird die Kette angezogen, der Zapfen Z_2 mithin ein wenig angehoben und der Brückenkörper dadurch von den Lagerplatten frei gemacht. Es ruht dann der gröfste Teil des Brückengewichtes auf den beiden Dreh-

zapfen. Das Drehen wird mit Hilfe eines kleinen, unmittelbar auf der senkrechten Kurbelwelle sitzenden, in einen Zahnkranz eingreifenden Zahnrades bewirkt.

Die beschriebene Anordnung hat gegenüber der der Krahnbrücken den grofsen Vorteil einer guten Quer- und Horizontalverstrebung. Auch ragen bei ersterer keine Konstruktionsteile ins Wasser.

Sing-Sing-Brücke der New-York-Central und Hudson-River Eisenbahn.

Fig. 106 *b*. Seitenansicht und Querschnitte.

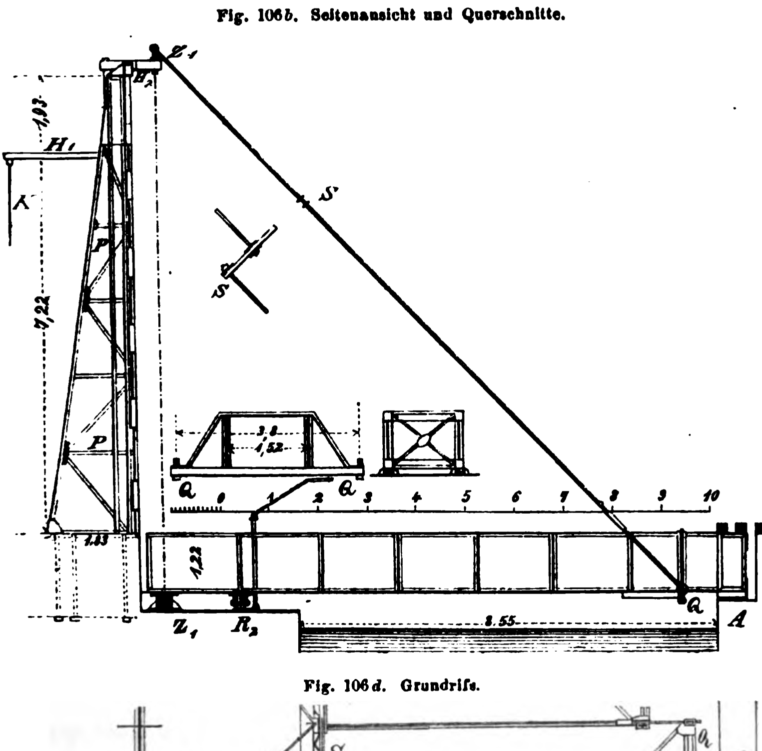


Fig 106 *c*. Querschnitt.

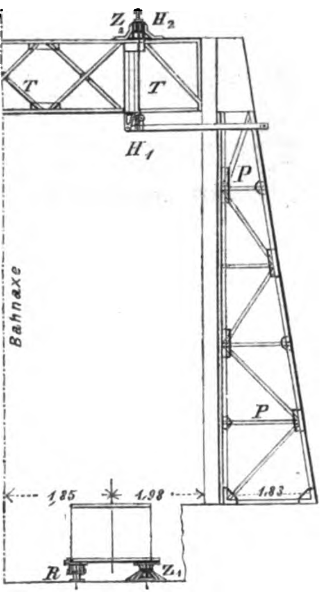
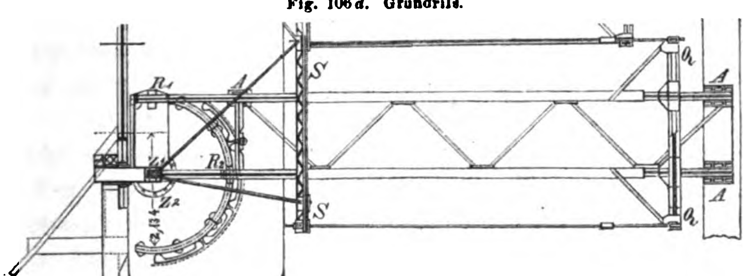


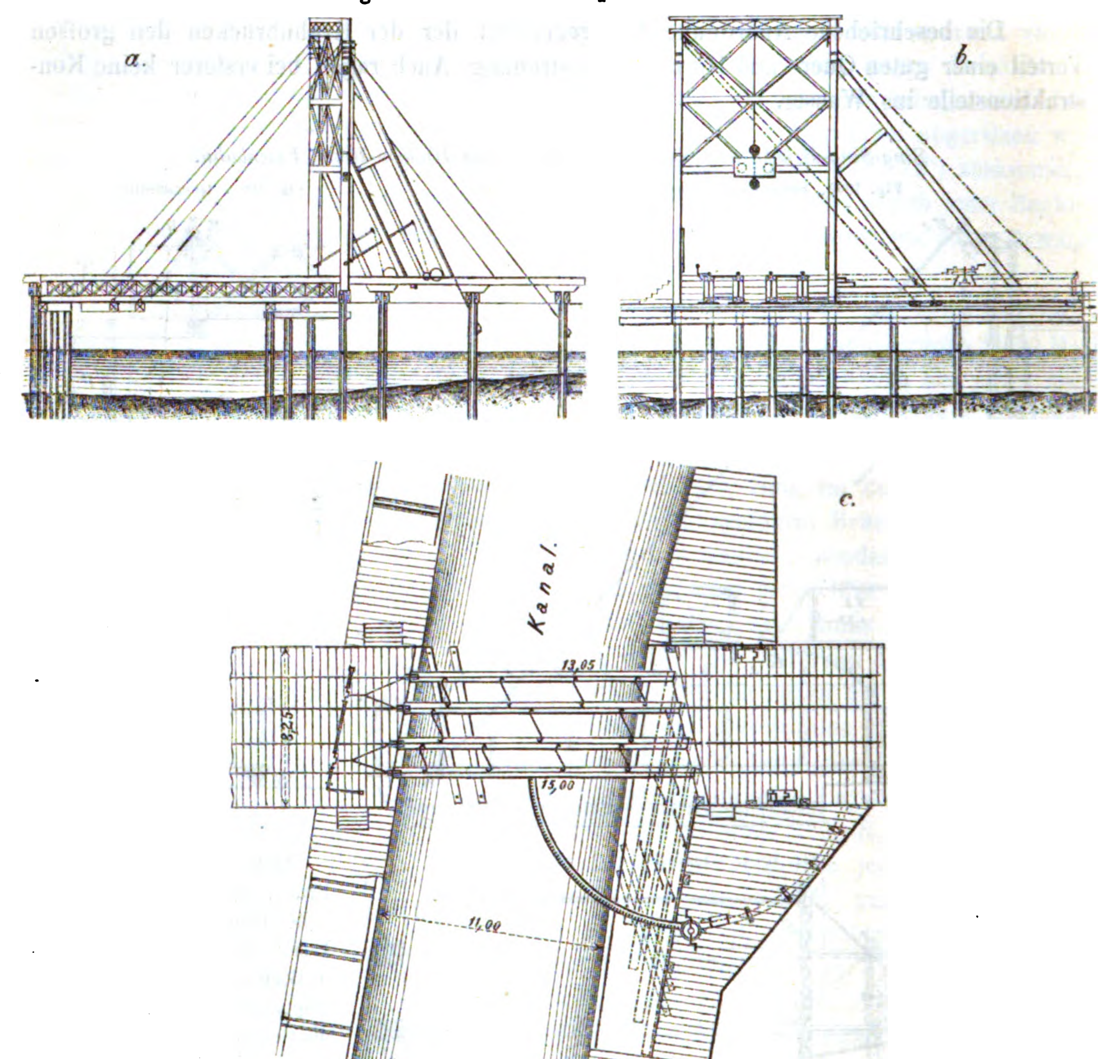
Fig. 106 *d*. Grundrifs.



Älter als die Sing-Sing-Brücke, aber nach einem ähnlichen Prinzip gebaut, sind die Eisenbahnbrücken am Bahnhof in Boston. Eine derselben, die Néponset-Brücke, zweigleisig, über einen 11 m breiten Kanal, zeigen die Textfiguren 107 *a* bis 107 *c*, S. 138. Das lotrecht stehende Thor ist aus 30 × 30 cm und 38 × 38 cm starken Hölzern gebildet und durch Streben und Zugstangen ausgesteift. Oben an diesem Thore befinden sich, wie bei der Sing-Sing-Brücke, kleine zweiarmige Hebel, an welchen einerseits die geneigten, nach ungefähr $^2/_3$ der Brückenlänge gehenden Zugstangen angreifen, während andererseits lotrechte Zugstangen befestigt sind, die unten an einarmigen Hebeln angreifen, welche durch Ketten und auf der Brückenplanie angebrachte Winden bewegt werden können. Mittels dieser Winden wird zunächst das freie Brückenende durch zwei Mann um etwa 10—15 cm angehoben, wobei das Gewicht der Gitterträger zum Teil von den geneigten Zugstangen und zum Teil von dem am Ende der Gitterträger angebrachten Zapfen getragen wird. Zwei bis vier Mann können nunmehr, mittels einer besonderen Winde und eines Zahnsegmentes, die Brücke ausschwenken, wobei die gelenkig angebrachten, S-förmigen Querverbindungen der Bewegung folgen, bis die 1,52—2,17 m voneinander abstehenden Hauptträger, einander stets parallel bleibend, bis zu einer Entfernung gleich 0,10 bis 0,35 m zusammenrücken.

Der Preis einer derartigen zweigleisigen Brücke stellt sich auf 6400—12000 Mark. Einige dieser Bostoner Brücken sind auch mit eisernen Gitterträgern ausgeführt.

Fig. 107. *Brücke bei Néponset.* M. 1:380.



Litteratur

(zugleich Quellennachweis)

Krahnbrücken betreffend.

Brederode. Beschrijving van de brug in den staatsspoorweg over de nieuwe wetering. Tijdschr. van het k. Inst. van Ing. 1869/70, S. 247.

Buresch. Die Eisenbahnbrücke über den Georgsfehn-Kanal. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1872, S. 233.

Krahnbrücke über die Linge bei Geldermalsum. Nouv. ann. de la constr. 1879, S. 68.

Die Eisenbahn-Drehbrücke bei Sing-Sing im Zuge der New-York-Central Hudson-River Eisenbahn. American Engineer Bd. 7, No. 6 u. 7, mit Abbild. — Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 133. Mit Abbild.

Die Néponset-Brücke am Bahnhofe zu Boston. Génie civil 1884/85, 1. Sem., S. 233. Mit Abbild.

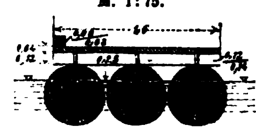
G. Schwimmende Brücken.[10])

§ 70. Material, Form, Abmessungen und Verankerung der schwimmenden Stützen. — Erforderliche Anzahl derselben. Je nach der Bedeutung und dem Zwecke der Brücke werden zu den schwimmenden Stützen Fässer, Flöfse, Blechcylinder, hölzerne oder auch eiserne Brückenschiffe oder Prahme (Pontons) benutzt.

Eine 1862 über den Flufs Pas bei Renedo erbaute provisorische Brücke von 64 m Länge und 2,4 m Breite, welche 4 Hochfluten ausgehalten hat, ruhte auf 12 Schwimmern von je 4 leeren, gut kalfaterten Tonnen, die der Länge und Quere nach fest verbunden waren. Jeder solcher Schwimmer war durch zwei Taue an einem stromaufwärts neben der Brücke in Geländerhöhe gespannten Haltseile von 7 cm Stärke befestigt, welches seinerseits durch vier lange Seile an stromaufbefestigten Uferpfählen seine Stützung fand. Aufserdem war noch ein zweites, über höhere Uferstangen wie ein Kettenbrückenkabel hinweggehendes Drahtseil angebracht, mit welchem das Haupt-Haltseil durch Hängedrähte in Verbindung stand.

In der Warthe bei Küstrin dient zum Treideln der mit niedergelegten Masten durch drei Brücken hindurchzuführenden Schiffe ein Leinpfad, welcher durch 1,6 m breite schwimmende Flöfse gebildet wird (Textfig. 108). Letztere sind teils an eingerammten Pfählen befestigt, teils durch Anker und durch Uferketten festgelegt. Die Flöfse bestehen aus drei Reihen etwa 60 cm starken Kieferstämmen, welche durch Riegel verbunden und mit Bohlenbelag abgedeckt sind. Diese Schwimmer stehen untereinander durch Holzriegel und Kette in Verbindung und können am Steigen und Fallen des Wassers ungehindert teilnehmen.

Fig. 108.
Leinpfad-Flofsbrücke in der Warthe, Küstrin.
M. 1:75.



Flofsbrücken bieten in militärischer Beziehung den Vorteil, dafs dieselben in lotrechtem Sinne die geringste Zielfläche bieten. Beschädigungen der Flöfse ziehen keine Unterbrechung des Überganges nach sich. Auch ist die Herstellung eine sehr einfache und es ist die Verwertung von sehr ungleichartigem Material möglich.

Die von den Russen zum Zwecke des türkisch-russischen Krieges 1877/78 in Aussicht genommene schwimmende Donau-Brücke wurde, bei einer Minimalwassertiefe von 1,2 m, durch schwimmende Blechcylinder von 7,3 m Länge und 1,2 m Durchmesser unterstützt, die zu zweien so neben- beziehentlich hintereinander gelegt waren, dafs in der Richtung quer zur Fahrbahnachse eine Länge der Unterstützung von 1,5 m sich ergab, während der Abstand der Blechcylinder von Mitte bis Mitte 5,1 m betrug. Stromaufwärts waren an den Cylindern eiserne Sporen zum Eisbrechen vorgesehen.

Die am häufigsten benutzte Form für die schwimmenden Stützen ist die der Brückenschiffe oder Prahme.

Ein gut konstruiertes Brückenschiff mufs

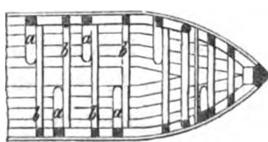
1. die erforderliche Tragfähigkeit und Stabilität besitzen,
2. dem Wasserstrome möglichst geringen Widerstand bieten (Stau),
3. wenig Anschaffungs- und Unterhaltungskosten verursachen.

---

[10]) Es sind hier nur solche Schiffbrücken besprochen, welche zur Herstellung eines ständigen Verkehrs zwischen zwei Ufern dienen. In Bezug auf die „europäischen Kriegsbrückensysteme“ vergl. u. a. das Werk vom k. k. Hauptmann Müller, 1874, Wien; ferner „Organisation of the bridge equipage of the United States Army, 1870, Washington“ und Haupt, Military bridges, New-York 1865.

Die älteren Schiffbrücken sind stets nur aus Holz hergestellt worden. In neuerer Zeit hat man jedoch mehrfach auch eiserne Schiffe angewandt, welche bei gröfserer Festigkeit und Dauer auch feuersicherer sind. Die hölzernen Prahme erhalten gewöhnlich eine prismatische, an den Enden in Spitzen oder Schneiden zulaufende Form (Textfig. 109). Mit Rücksicht auf geringe Stauwirkung erscheint die Zuspitzung nach dem sphärischen Dreieck am zweckmäfsigsten. Der Boden des Schiffes wird hierbei am besten an den Enden etwas in die Höhe gezogen, während man die Seitenborde, der gröfseren Stabilität halber, etwas geneigt anlegt. Bezeichnet l die gröfste Länge, b die gröfste Breite, h die Höhe eines Brückenschiffes, so findet man mehrfach $l = 5b$ bis $5{,}5b$; $b = 2h$ bis $3h$, wobei die Höhe gewöhnlich 1,25 bis 1,5 m beträgt und die Länge der Zuspitzung gleich der gröfsten Schiffsbreite gemacht wird. Die Gesamtlänge des Schiffes beträgt das 2- bis $2^1/_2$ fache der Brückenbahnbreite und die Tauchung etwa 0,2 bis 0,6 m, je nach der Belastung.

Fig. 109.
Hölzernes Brückenschiff.
Grundrifs. M. 1:200.



Die gröfsten bis jetzt ausgeführten Dimensionen findet man bei den Schiffen der eingleisigen Mississippi-Brücke bei Prairie du chien. Die Schiffbrücke im westlichen Arme des Stromes hat ein einziges Schiff von 124,4 m × 8,53 m × 1,37 m Abmessung und 0,28 bis 0,46 m Tauchung.

Das Gerippe eines hölzernen Brückenschiffes wird durch die 0,4 bis 0,6 m voneinander abstehenden Rippen oder Spanten gebildet, welche teils aus natürlich geformten Kniehölzern *a* (T. VII, F. 6), teils aus künstlich miteinander verbundenen Schwell- und Aufsatzhölzern *b* (T. VII, F. 5^e), oft auch aus beiden kombiniert bestehen (Textfig. 109). Zur Verbindung der beiden Seitenwände dienen oberhalb Steifen *c*, welche gewöhnlich an denjenigen Spanten angebracht werden, deren aus den Seitenborden hervorragende Enden *d* gleichzeitig zur Befestigung der Ankerketten dienen (T. VII, F. 5^d u. 5^e, 6). Aufserdem wird eine gegenseitige Verspannung der Wände durch quer durch das Schiff gezogene Bolzen bewirkt. Ist das Deck des Brückenschiffes vollständig zu (T. VII, F. 1^d u. 1^e), so bilden die Deckenquerträger die erforderliche Absteifung. Der Abschlufs der zugeschärften Enden der Schiffe wird durch den sog. Steven gebildet (T. VII, F. 1^e, 5^d), welche auch in manchen Fällen einen für die Ankerkette geeigneten Aufsatz erhalten.

Die Abmessungen der einzelnen Schiffshölzer sind nach der Gröfse und der Bestimmung der Brücke verschieden. Man macht die Rippenhölzer 15 bis 20 cm und diejenigen Spanten, an welchen die Ankerketten befestigt werden, 24 bis 30 cm stark.

Der Boden besteht seltener aus einer einfachen, 6 bis 7 cm starken Bohlenlage, meist ist eine untere 3 bis 4,5 cm starke und eine obere 3 cm starke Bohlenlage vorhanden. Die Bohlen für die Seitenwände werden 4 bis 5 cm stark gehalten und gewöhnlich nur an der unteren Bordkante in doppelter Schicht, sonst aber einfach aufgebracht. Sämtliche Fugen werden gut kalfatert und das Holzwerk mit Theer überstrichen. Bei der Lijmfiord-Brücke zu Aalborg (T. VII, F. 1^a bis 1^e) ist eine Bekleidung der Schiffe mit Zinkblech angewandt worden.

Eiserne Brückenschiffe sind u. a. bei der vormaligen Mannheimer Brücke, auch für die Schiffbrücke bei Speier zur Anwendung gekommen. Dieselben haben eine Form erhalten, welche Stabilität mit Tragfähigkeit verbindet und geringen Stau erzeugt. Länge 15 m, Breite 3 m, Höhe 1,2 bis 1,35 m, Metalldicke 3,75 mm, Gewicht 3000 kg. Ein ferneres interessantes Beispiel bietet die 472 m lange Hoogly-Brücke in Kalkutta.

Dieselbe hat 14 Joche, von denen jedes auf einem durch Diagonalverband gekuppelten Paare von eisernen Schiffen steht, deren Abstand von Mitte bis Mitte 11 m beträgt. Die Abmessungen der Schiffe sind: 38,5 m Länge, 3 m Breite, 2,4 bis 3,3 m Tiefe, sodafs sie einzeln nicht stabil sind. Auf den Schiffen liegen je vier Tragbalken aus Teakholz, welche die 20,6 m breite Fahrbahn (einschliefslich der zwei Fufswege von je 2,1 m) tragen.

Fig. 110.
Prahmbrücke, Küstrin.
Längsschnitt durch einen Prahm. M. 1:60.

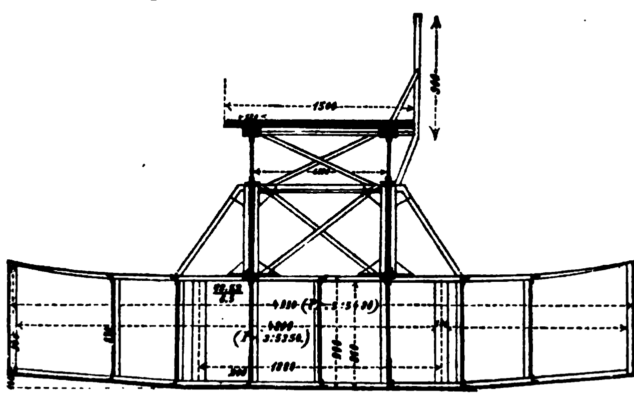


Fig. 111.
Grundrifs der Prahme und der Brücke. M. 1:60.

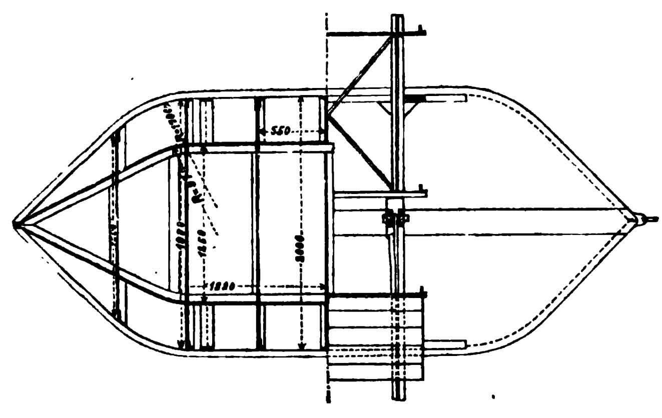
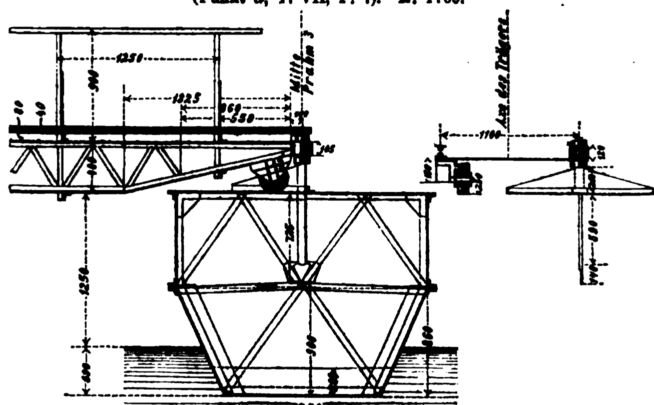


Fig. 112.
Querschnitt durch Prahm 3
mit Einzel-Darstellung der Ausschwenk-Öffnung und des Drehpunktes derselben (Punkt *a*, T. VII, F. 7). M. 1:60.

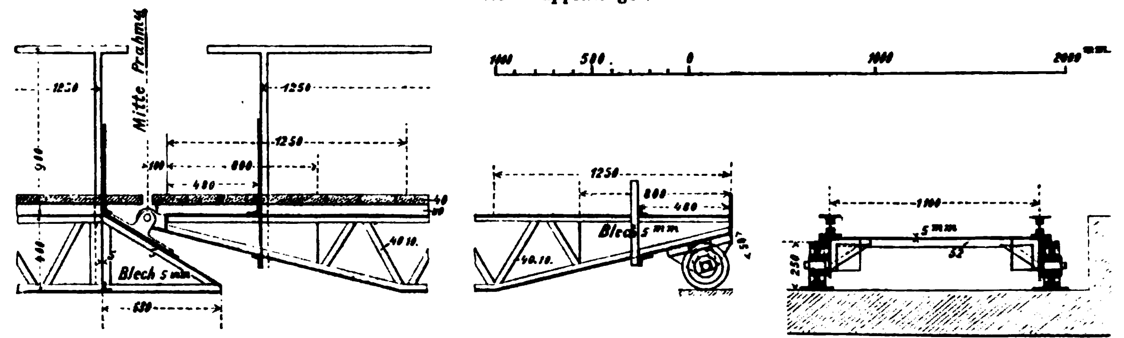


Ein ferneres Beispiel für die Anwendung von eisernen Prahmen zeigt die 32,4 m lange, 1,50 m breite Überführung des Leinpfades über die Einfahrt des Winterhafens der Wasserbau-Inspektion Küstrin (T. VII, F. 7 und Textfiguren 110 bis 113). Die Seitenwände und der Boden der Prahme sind 3,25 mm, das mit Mannloch versehene Deck 1,5 mm stark. Die Länge jedes Brückenschiffes beträgt 4,8 m; nur Prahm No. 3 ist 0,55 m länger gemacht worden, um beim Ausschwenken der Öffnung 2—3 (s. T. VII, F. 7) eine genügend grofse Drehfläche zu erhalten. Breite der Prahme: oben 2,0 m, unten 1,25 m; Höhe: 0,9 m in der Mitte, 0,86 m an den Seiten. An den Steven ist der Boden um 10 cm gehoben. Auf den Prahmen ruhen, mittels verschieden angeordneter Bockgerüste von 52 × 52 × 6,5 mm Winkeleisen, die Träger auf. Die Eintauchung der einzelnen Fahrzeuge beträgt ohne Verkehrslast 0,54 m (bei Prahm 1) bis 0,59 m (bei Prahm 3). Diese Brücke kostete, einschliefslich Bohlenbelag 3200 Mark, also für einen Meter Länge etwas über 100 Mark.

Die Verankerung der Brückenschiffe an strom-

Fig. 113.

Auflagerung der Klappenträger über Prahm 4 (vergl. T. VII, F. 7). — Einzelteile der Endausbildung der Klappenträger.



aufwärts in den Flufs geworfenen Ankern ist durch die Strömung bedingt. Aber auch stromabwärts werden die Schiffbrücken zu verankern sein, wenn — besonders bei geringer Wassergeschwindigkeit — starke von unten kommende Winde zu befürchten sind. Gewöhnlich bekommt nicht jedes Schiff einen Oberanker (wie in T. VII, F. 1ª der Stürme halber), sondern man begnügt sich bei zweischiffigen Brückengliedern mit einem Anker, bei dreischiffigen mit einem bis zwei Ankern (T. VII, F. 5ᵇ).

Die Anker sind meist zweiarmig. Die Gröfse und das Gewicht derselben richtet sich nach örtlichen Verhältnissen (Wassertiefe, Strömung, Beschaffenheit der Flufssohle). Anker der Brücke bei Maxau 1,84 m lang, 1,08 m breit, bei 60 bis 80 mm Rutenstärke. Anker der Aalborger Brücke bei sehr schlechtem Ankergrunde in 10,2 m Wassertiefe, 1,1 m lang, 600 kg schwer.

Die Ankerketten, gewöhnlich aus Schweifseisen, bestehen aus 1,5 bis 2 m langen, durch gewöhnliche Kettenglieder verbundenen Stäben von 16 bis 18 mm Stärke. Kettenstärken bei der Aalborger Brücke 24 bis 35 mm. Theoretische Minimalkettenstärke $d = 0{,}028\sqrt{P}$, worin Zugkraft $P = \alpha \frac{v^2}{2g} F\gamma$ ist. Für die Stromgeschwindigkeit v und die vom Wasser gestofsene Fläche F mufs jedoch der Sicherheit halber sehr reichlich gerechnet werden; α kann $= 0{,}87$ gesetzt werden; γ ist gleich 1000 kg.

Die Ketten der Schiffbrücke bei Hüningen, unfern Basel sind an starken hölzernen Böcken befestigt, weil die beweglichen Geschiebe des Oberrheins keinen brauchbaren Ankergrund darbieten.

Wo auf Ebbe und Flut Rücksicht zu nehmen ist, werden die Ankerketten durch Windevorrichtungen in ihrer Länge reguliert.

Als horizontaler Kreuzverband zwischen den einzelnen Schiffen eines Joches dienen Kreuzspannketten (T. VII, F. 5ᵇ) mit Spannvorrichtungen.

In einer von der beschriebenen abweichenden Weise sind die Prahme der Schiffbrücke über den Stöfsensee bei Spandau verankert (T. VII, F. 8ª bis 8ᶜ). Der 125 m lange bewegliche Teil dieser 150 m langen und 5 m breiten Brücke besteht aus zwei Gruppen von 6 beziehentlich 10 Prahmen, zwischen welchen zwei Gruppen ein auf 2 Prahmen ruhender, ausfahrbarer Brückenteil sich befindet. Dicht links und rechts von jeder Gruppe spannt sich, parallel zur Brücke, je ein Halteseil (22 mm starkes Drahtseil). Eingerammte Ducdalben von je 3 Pfählen, zwei an jedem Ufer und vier an der Durchfahrtsöffnung bilden die Ankerpunkte zur Befestigung dieser Drahtseile. An den Drahtseilen sind die Prahme von jeder Ecke aus durch 8 mm starke Seile befestigt. — Eine Strömung ist nicht vorhanden; das rechte oder linke Halteseil einer Gruppe wird in Anspruch genommen, je nachdem der Winddruck von rechts oder von links wirkt. — Da der Unterschied der Wasserstände 2,21 m beträgt, so werden bei niedrigstem Wasserstande die Enden des Halteseiles in den letzten Ring, bei steigendem Wasser in den vorletzten Ring einer Kette an den Ducdalben gesteckt; zwischen Seil und Kette sind aufserdem noch Schraubenschlösser zur Änderung der Seillänge vorhanden. Die Gesamtkosten der Brücke betrugen 21 000 Mark.

Der Entwerfer der Brücke, Wasserbauinspektor Mohr, empfiehlt diese Bauart besonders für Kriegszwecke, da sich sämtliche Prahme am Drahtseil befestigt, längs eines Ufers auffahren und dann durch

Lösen des stromauf gelegten Kaptaues leicht, nach Art der Gierboote bis an das andere Ufer hinübertreiben lassen.

Andererseits wird aber dieser Konstruktion vorgeworfen, dafs wenn dieselbe nicht wie hier in einem See Anwendung finden sollte, die fast in einer lotrechten Ebene hängenden Halteseile durch Seitenkräfte (Wind) sehr starke Horizontalzüge erleiden würden. Auch könnten durch Änderungen in der Angriffsweise der Horizontalkräfte, durch Wellenschlag bei Dampfschiffen u. ähnl. beträchtliche Formänderungen des Halteseiles und hierdurch nachteilige Verschiebungen der Fahrbahn erzeugt werden. Endlich könnten dort, wo Schiffsdurchlässe anzubringen sind, die mittleren Ducdalben leicht unter dem Eisgange leiden.

Was die Berechnung der erforderlichen Anzahl Schiffe anlangt, so wird man zu unterscheiden haben, ob die Balken, welche die Bahn tragen, nur auf zwei Prahmen aufliegen (T. VII, F. 5^a u. 5^b, Joch B) oder ob Brückenglieder von je drei Prahmen gebildet werden, wobei die Balkenenden auf dem mittleren Prahm im Wechsel nebeneinander zu liegen-kommen (T. VII, F. 5^b, Joche A, C). Die Länge der Balken beträgt gewöhnlich 12 bis 14 m.

Es möge zunächst der Fall vorausgesetzt werden, dafs jedes Brückenglied nur aus zwei Prahmen gebildet wird. (Folgendes Zahlenbeispiel ist Beckers „Brückenbau" entnommen.) Die Dimensionen des Prahms seien $l = 15$ m; $b = 3$ m; $h = 1,44$ m; Grundfläche 36,5 qm; Gewicht = 6500 kg; die 6,6 m breite Brückenbahn wiegt 200 kg f. d. lfd. Meter; die Verkehrslast 280 kg pro qm. Die gröfste Tauchung des Prahms wird zu 0,55 m angenommen. Dann ist das von beiden Prahmen verdrängte Wasservolumen = 2 . 36,5 . 0,55 = 40,15 cbm und daher die Last, welche dieselben tragen können, = 40,15 . 1000 − 2 . 6500 = 27150 kg. Ist nun die lichte Entfernung zwischen den Prahmen = x und die Länge eines Brückengliedes demnach (wenn die Balken um 1,05 m vor den Prahmen vorstehen) = $1,05 + 3 + x + 3 + 1,05 = 8,1 + x$, so beträgt die hierauf kommende Last = $(8,1 + x)(200 + 6,6 . 280)$. Man hat daher die Gleichung $(8,1 + x)(200 + 6,6 . 280) = 27150$, woraus $x = 5,1$ m folgt. Die Länge eines Gliedes beträgt also $(8,1 + 5,1)$ m = 13,2 m und müfste man für eine z. B. 198 m zwischen den Landgliedern lange Schiffbrücke 15 Joche oder 30 Prahme haben.

Komplizierter gestaltet sich die Rechnung für den Fall, wenn jedes Brückenglied aus drei Prahmen besteht (z. B. Joch A und C, T. VII, F. 5^a u. 5^b) und man auf den Zusammenhang, welcher zwischen den einzelnen Brückenjochen infolge des kräftigen Längsverbandes (vergl. § 71) stattfindet, Rücksicht nehmen will. Bei der Strafsen- und Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Maxau ergaben sich mit den nachträglichen Probefahrt-Resultaten gut übereinstimmende Zahlenwerte, wenn man die Annahme machte, dafs die auf ein dreischiffiges 21 m langes Brückenglied wirkende Gesamtlast nicht nur von den 3 Schiffen des belasteten Joches, sondern auch von den Schiffen jedes der beiden benachbarten Brückenjoche, im ganzen also von 9 Schiffen getragen wird und dabei die Längenverbindungen wie Gelenke wirken. Da die zufällige Belastung der Eisenbahnbrücke zu 2500 kg f. d. lfd. Meter und die der Strafsenbrücke zu 8000 für ein Joch anzunehmen war, so berechnete sich hiernach die durch die zufällige Belastung erzeugte Mehrtauchung y der 63,4 qm Grundfläche haltenden Prahme aus der Gleichung:

$$\left[3 + 2 . \frac{6}{7} . \frac{18,2}{24} + 2 . \frac{1}{2} . \frac{10,5}{21} + 2 . \frac{1}{7} . \frac{2,8}{21}\right] 63,4 . 1000 . y = 21 . 2500 + 8000$$

zu $y = 0,19$ m. Die von der Eigenlast der Brücke erzeugte Senkung ergab sich bei 14000 kg Pontongewicht, 2800 kg Gewicht des Schiffseinbaues und 1200 kg Fahrbahngewicht f. d. lfd. Meter zu 0,39 m. Die Gesamtsenkung findet sich also zu 0,19 + 0,39 = 0,58 m.

Eine genauere Untersuchungsmethode für Schiffbrücken mit kontinuierlich zusammenhängenden Gliedern giebt in einer interessanten Abhandlung Engesser in dem Jahrbuche des polytechnischen Vereins in Karlsruhe 1869, S. 327. Siehe auch Kupferschmid, Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1880, S. 157.

§ 71. Konstruktion des Überbaues und Unterstützung desselben durch die Schiffe. Längsverbindung der einzelnen Joche untereinander. Der Überbau der Strafsen-Schiffbrücken besteht, bei den meist kleinen Lichtweiten, aus einfachen, 0,7 bis 0,9 m voneinander abstehenden Streckbalken a, auf welchen ein einfacher oder doppelter, durch Saumschwellen b begrenzter Bohlenbelag c ruht (T. VII, F. 5^d, 6, Textfig. 118 a). Die Längsträger T der Eisenbahnbrücke zu Maxau (T. VII, F. 5^a u. 5^c) sind aus zwei übereinander liegenden Hölzern von 0,24 × 0,24 cm Querschnitt gebildet, auf welchen die Fahrschienen direkt ruhen.



Ein Beispiel für die Anwendung von Eisen zeigt die Leinpfadbrücke über die Einfahrt des Winterhafens in Küstrin (T. VII, F. 7 und Textfig. 110 u. 111, S. 141).

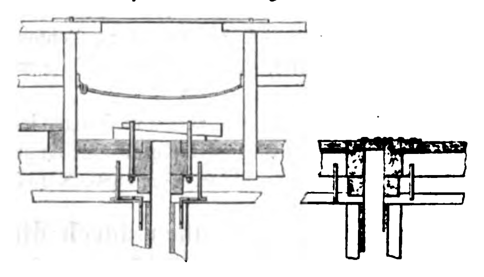
Der Steg besteht hier aus zwei je in 1 m voneinander liegenden, 0,4 m hohen Hauptträgern (Fachwerk), welche in je 1,25 m Entfernung durch leichte Querträger verbunden und an den Enden durch volle Blechquerträger ausgesteift sind. In Höhe der Untergurte befindet sich ein leichter Windverband von 39 × 39 × 6,5 mm Winkeleisen, während in Höhe der oberen Gurtung der 1,5 m breite, 4 cm starke Bohlenbelag eine weitere Querversteifung bildet. Um ein möglichst geringes Eigengewicht zu erzielen, ist die Brücke für Menschengedränge von nur 300 kg pro qm berechnet und mit Eisenstärken bis 5 mm herab konstruiert worden.

Die Unterstützung der Fahrbahn durch die Schiffe mufs stets so angeordnet werden, dafs der auf letztere ausgeübte Druck nicht einseitig auf einen Schiffsbord wirke, sondern möglichst central auf das Schiffsgefäfs übertragen werde. Bei zweischiffigen Brückenjochen müssen daher die Streckbalken der Fahrbahn über beide Schiffe reichen (T. VII, F. 5ª u. 5ᵇ, Joch *B*) und mit denselben fest verbunden werden. Bei dreischiffigen Jochen werden, wie schon erwähnt, die Streckbäume über dem mittleren Schiffe mit ihren Enden nebeneinander im Wechsel gelegt (T. VII, F. 5ᵇ, Joche *A* und *C*). Beispiele, in welcher Weise das Gewicht der Bahn nicht nur auf die Schiffsborden, sondern auch auf den Schiffsboden übertragen wird, zeigen die Figuren 6, 7 u. 1ᵈ, T. VII, sowie Textfig. 110 und 118*a*. Um den Normalabstand zwischen den benachbarten Prahmen zu sichern, werden die Schwellen *g* etwas in den Streckbaum *a* eingelassen (Textfig. 118*a*). Aufserdem dienen hierzu die Durchsteckbolzen *k* (T. VII, F. 6, Textfig. 118*a*).

Bei der Aalborger Brücke (T. VII, F. 1ᵇ u. 1ᵈ) ist eine von den beschriebenen abweichende Befestigung der Fahrbahn an den mit Verdeck versehenen Schiffen angewandt worden. Die drei Prahme eines jeden Joches stehen 11 m von Mitte zu Mitte entfernt und es sind an jeder Bordseite derselben vier eiserne Ösen *m* angebracht. Entsprechende Ösen *n* sitzen auch an den betreffenden hölzernen Querträgern der Fahrbahn. Zur Verbindung der Bahn mit den Schiffen werden durch je zwei Ösen 26 mm starke Schraubenbolzen mit Muttern durchgesteckt. Als Vorteil dieser Konstruktion ist hervorzuheben, dafs im Falle einer erforderlichen Reparatur das schadhafte Schiff, ohne den Verkehr lange zu stören, leicht durch einen Reserve-Prahm ersetzt werden kann.

Die Längsverbindungen der einzelnen Joche untereinander sind sehr wesentlich bei der Konstruktion einer Schiffbrücke. Diese Verbindungen müssen, um den Druck übertragen zu können, die nötige Festigkeit und Steifigkeit besitzen, dabei aber auch, besonders bei den Durchlafsgliedern der Brücke (vergl. § 72), ein rasches Schliefsen und Öffnen gestatten.

Fig. 114.
Prahmbrücke, Stöfsensee. Keilverschlufs der Ausfahrts-Öffnung. M. 1:100.



Ein einfacher Keilverschlufs zwischen der Ausfahrtsöffnung und dem angrenzenden Prahm, in der Schiffbrücke über den Stöfsensee bei Spandau, ist in der Textfigur 114 dargestellt. Textfig. 115*a* und 115*b* (S. 145) zeigen die bei der Maxauer Brücke angewandte Konstruktion. Die Kuppelung der Mitteljoche erfolgt durch vier Spannketten *nn* und aufserdem bei den Strafsenträgern durch sog. Röddelbalken *BB* (Textfig. 115*b*), welche auf 3 m Länge die Saumbalken *C* der Fahrbahn ersetzen und durch eiserne Bügel mit Druckschrauben *r* niedergeprefst werden. Statt der Druckschrauben findet man bei anderen Brücken Keile *k* (Textfig. 118*a*, S. 147). Bei der Eisenbahnbrücke sind aufser den vier Spannketten ebenfalls 3 m lange Röddelbalken *BB* (Textfig. 115*a*) angeordnet,

welche durch eiserne Bänder mit Keilen *i* festgehalten werden. Das auf den Röddelbalken liegende 3 m lange Schienenstück ist durch Laschen mit den benachbarten Schienen verbunden und es müssen die Laschenschrauben gelöst werden, wenn die Verbindung der Brückenjoche aufgehoben werden soll.

Fig. 115. *Schiffbrücke bei Maxau.* Kuppelungen der Mitteljoche. M. 1:80.

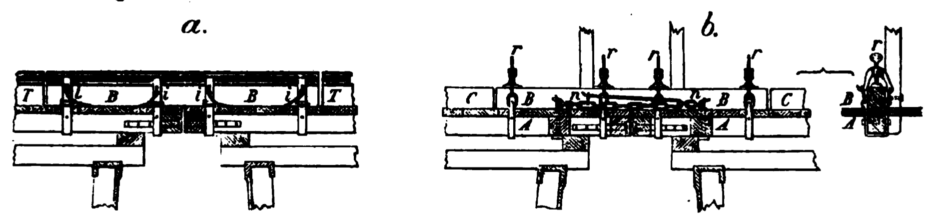
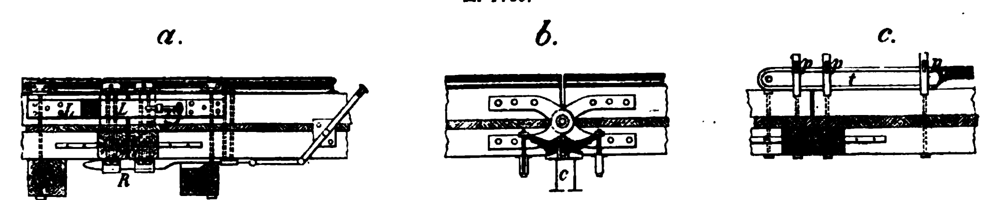


Fig. 116. *Schiffbrücke bei Maxau.*
Fig 116*a* u. 116*c* Kuppelungen der Mitteljoche mit den Durchlafsjochen.
Fig. 116*b* Kuppelung eines Mitteljoches mit einem Endjoche.
M. 1:60.



Die Textfiguren 116*a* bis 116*c* stellen die Kuppelungen zwischen den Durchlässen unter sich und mit den Mitteljochen der Maxauer Brücke dar. Aufser den vier Spannketten *nn* (vergl. Textfig. 115*b*) sind bei den Strafsenträgern die durch Bänder und Keile *p* gehaltenen Druckhebel *t* (Textfig. 116*c*) angeordnet, während bei den Eisenbahnträgern (Textfig. 116*a*) die Längsverbindung ergänzt wird: 1. durch starke Vorsteckriegel *R*, 2. durch starke schweifseiserne, gelenkartige Laschen *L*, die sich in die ⊏-förmigen Verstärkungsbacken der Langschwellen einlegen und durch Vorsteckkeile *x* gehalten werden, 3. durch drei kleine Splintbolzen an den 3 m langen, über dem Stofse ruhenden Schienenstücken des Gleises, wodurch diese Schienen mit den an die Langschwellen festgeschraubten Winkeleisen *ss* fest verbunden werden.

§ 72. Durchlafsglieder. Zum Durchlassen von Schiffen erhalten die Schiffbrücken ein oder mehrere Durchlafsglieder, welche gegen 12 m Lichtweite für Flufsschiffe und gegen 14 m Lichtweite für Dampfboote haben müssen. Doch findet man häufig auch gröfsere Durchfahrtweiten, z. B. bei der Aalborger Brücke 29 m in der Brückenachse. Bei der Maxauer Brücke besteht der Durchlafs aus drei wegzufahrenden Jochen von 21 + 12,5 + 21 = 54 m.

Das Öffnen des Durchlasses geschieht, indem man nach Lösung der Verbindungen mit den anstofsenden Brückenjochen ersteren von der Strömung soweit abwärts treiben läfst, bis das Durchlafsglied mittels des Steuerruders unterhalb der Brücke um das erforderliche Mafs seitwärts gelenkt werden kann. Hierbei wird die Verankerungskette so viel als nötig durch Abwinden verlängert. Umgekehrt wird diese Kette wieder aufgewunden, wenn der Durchlafs, nach Einstellung in die Achse der Öffnung, wieder in die normale Stellung herangezogen und mit den anstofsenden Brückenjochen verbunden werden soll.

Wo, wie bei der Lijmfiord-Brücke bei Aalborg, die Richtung des Stromes wechselt, muſs die Einrichtung mit Hilfe der beiderseitigen Ankerketten so getroffen werden, daſs das Durchlaſsglied *M* (T. VII, F. 1[a]) sowohl nach der einen als nach der anderen Seite geöffnet werden kann.

Als Motor an der Ankerkettenwinde dient gewöhnlich Menschenkraft, ausnahmsweise, wie bei der oben erwähnten Mississippi-Schiffbrücke bei Prairie du chien, eine 20pferdige Dampfmaschine.

Die Stellung der die Ankerkette aufnehmenden Winde ist je nach der das Durchlaſsglied bildenden Schiffszahl verschieden. Bei einschiffigen und bei dreischiffigen Durchlaſsjochen (T. VII, F. 5[b] bei *A* u. *C*) befindet sich die Winde *W* in der Schiffsachse. Besteht dagegen der Durchlaſs aus zwei Schiffen (T. VII, F. 1[b] bei *B*), so befestigt man die Winde *W* in der Mitte zwischen den beiden Schiffen auf einer fluſsabwärts auf Querbalken eingebauten Plattform. Die Ankerkette *u* geht in diesem Falle unter der Fahrbahn weg nach dem Anker.

Bei mehrschiffigen Durchlaſsgliedern werden die Steuer *v* (T. VII, F. 1[b]) der einzelnen Schiffe mittels Stangen *s* in gegenseitige Abhängigkeit gebracht. Bezüglich der Länge der Ankerketten *u* ist einerseits die Entfernung, um welche der Durchlaſs beim Öffnen stromabwärts treiben muſs, andererseits der gröſste Tiefgang der den Fluſs befahrenden Schiffe, welche auf die Kette bei Niederwasser nicht auffahren sollen, maſsgebend.

Von den 12 beweglichen Jochen der Koblenzer Schiffbrücke wird eines mit Dampf, ein zweites mit komprimierter Luft aufgefahren. Das erstere besteht aus drei eisernen Prahmen; der mittlere enthält den Dampfkessel, eine doppelte Dampfwinde und eine Luftkompressionsmaschine. Von der Dampfwinde sind die Ketten über die Seitenprahme geführt. Das mit komprimierter Luft bewegbare Joch hat drei hölzerne Prahme; in den äuſseren befindet sich je eine kleine Zwillingsmaschine, welche die Ankerwinden mittels Riemenübersetzung treiben und der Behälter für die komprimierte Luft. Diese wird von der Kompressionsmaschine auf dem sogenannten Dampfjoch in auslösbarer Leitung zugeführt. Die Behälter werden bis auf 5 Atmosphären gespeist. Eine volle Speisung genügt für dreimaliges Auffahren. Das Dampfjoch wird nur bei Tage, das sogenannte Luftjoch bei Tage und Nacht geöffnet.

Anstatt der beschriebenen Durchlaſskonstruktionen ist bei der Aalborger Brücke eine **Schiffsdrehbrücke** *N* (T. VII, F. 1[a], 1[c], 1[e]) zur Anwendung gekommen, welche sich durch Sicherheit und Schnelligkeit der Behandlung auszeichnet. Dieselbe überspannt eine Öffnung von 21 m in der Brückenachse oder 17 m normal zum Stromstrich gemessen. Der aus eisernen Hauptträgern und hölzernen Querträgern bestehende Überbau dreht sich um einen schmiedeisernen, an dem letzten Schiffe des benachbarten Joches angebrachten Zapfen *a* (T. VII, F. 1[c] u. 1[d]) und läuft daselbst mittels zweier guſseisernen Rollen *b* von 314 mm Durchmesser und 104 mm Breite auf einem auf dem Schiffsdeck angebrachten schmiedeisernen Laufkranze von 130 × 26 mm. Das vordere Ende der Brücke ruht auf einem besonderen Schiffe, welches beim Öffnen des Durchlasses eine entsprechende Schwenkung ausführt. Zuerst hatte man die Absicht gehabt, auch das Vorderende der Drehbrücke auf einen Drehzapfen *d* zu lagern (T. VII, F. 1[d] u. 1[e]), damit das sich bewegende Schiff sich immer in Richtung des Stromes einstelle; doch ist man der gröſseren Steifigkeit halber hiervon abgegangen und hat den Überbau an dem Vorderende mit dem Schiffe fest verbunden (Kuppelung *mn*, T. VII, F. 1[d]). Hierdurch entstand freilich der Nachteil, daſs der Drehzapfen und die übrigen Verbindungsteile einen gröſseren Seitendruck auszuhalten haben, doch haben sich deshalb keine Miſsstände herausgestellt. Die Drehbrücke wiegt ungefähr 30 Tonnen und wird gewöhnlich durch drei Brückenwärter bei ruhigem Wetter in zwei Minuten geöffnet und geschlossen.

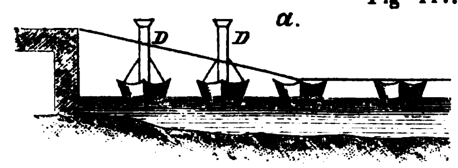
Auch bei der Leinpfad-Prahmbrücke bei Küstrin (T. VII, F. 7 und Textfig. 111 u. 112, S. 141) ist der 10,6 m lange Teil zwischen den Prahmen 2 und 3 als Drehbrücke ausgebildet. Die Träger dieser Öffnung sind mit dem Prahm 2 fest verbunden, während auf Prahm 3 der eine mit einer Rolle von 25 cm

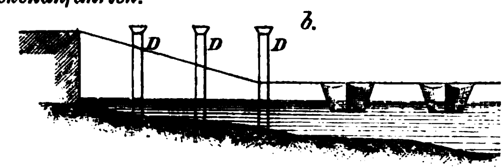
Höhe aufruht, der andere um einen Zapfen drehbar angeordnet ist. Dieser auf den beiden Prahmen ruhende Brückenteil kann durch Ziehen an einer aufsen- und binnenseitig verankerten, über Prahm 2 laufenden Kette ausgeschwenkt werden. Hierdurch entsteht eine Durchfahrtsöffnung von 9,5 m Lichtweite.

§ 73. Die Brücken-Anfahrten müssen derart konstruiert werden, dafs die Neigung der Bahn bei den verschiedenen wechselnden Wasserständen geregelt werden kann. Je nach dem gröfsten Unterschied der Wasserstände und der zulässigen Ansteigung der Bahn (bei Strafsen höchstens 7 %) bestimmt sich die Länge der Auffahrtsrampe.

Die Konstruktion der Rampen ist verschieden. In den einfachsten Fällen bestehen dieselben aus einer Plattform, welche an einem Ende drehbar am Ufer, an dem anderen Ende aber an das erste Schiff befestigt sind. Seltener ist die Drehachse der Klappe auf dem ersten Schiffe angeordnet, wie bei der Aalborger Brücke (T. VII, F. 1[b]), während das entgegengesetzte Ende auf einem festen Pfahljoche aufruht und hier befestigt werden kann. Bei der Küstriner Leinpfad-Prahmbrücke (T. VII, F. 7) befindet sich die Drehachse der Klappe ebenfalls auf dem letzten Schiffe, während das hintere Klappenende mittels Rollen von 25 cm Höhe auf dem festen Widerlager ruht (Textfig. 113, S. 142) und hier aufserdem durch Ketten befestigt ist. Gewöhnlich dienen zum Tragen der Auffahrtsrampen besondere Bockgerüste *D*, welche entweder in den Flufsgrund eingerammt werden (Textfig. 117 *b*), oder, bei gröfserer Wassertiefe, auf besonderen Bockschiffen stehen (Textfig. 117 *a*). Bei flach geneigten Ufern mufs die Fahrbahn landeinwärts soweit auf Bockgerüsten gelagert werden, als das Hochwasser reicht.

Fig 117. *Brückenanfahrten.*

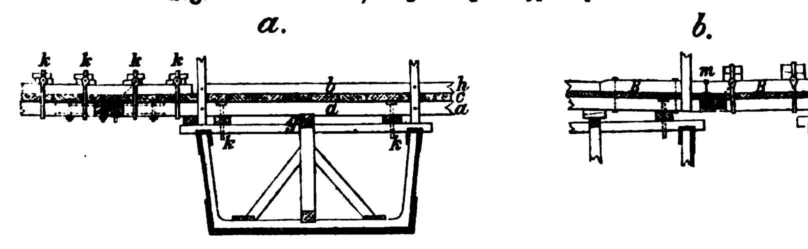




F. 5[c] u. 5[a], T. VII zeigen die Konstruktion der 5,86 m voneinander abstehenden Landböcke der Maxauer Schiffbrücke, bei welcher der Unterschied zwischen Nieder- und Hochwasser 5,1 m und die gröfste Steigung der 35,1 m langen Strafsenrampe 5 %, dagegen die der 64,4 m langen Eisenbahnrampe 3,5 % beträgt. Die Strafsenbahn-Längsträger *a* (T. VII, F. 5[c]) ruhen durch Vermittelung der hölzernen Unterzüge *b* auf starken eisernen Bolzen *s*, welche durch entsprechende Löcher der Jochständer gesteckt werden. Zum Heben oder Senken der Bahn bei wechselnden Wasserständen bedient man sich einfacher Zugwinden.

Bei der Eisenbahnbrücke sind die Längsträger auf eiserne, an Schraubenspindeln hängende Unterzüge *c* (T. VII, F. 5[c]) gelagert und es erfolgt die Auf- und Abwärtsbewegung, wie die Figur zeigt, mit Hilfe eines einfachen Kurbelmechanismus *d*. Der Kerndurchmesser der Schraubenspindeln beträgt 63 mm. Ganz ähnlich sind auch die Gerüste zum Tragen der Bahn auf den Bockschiffen konstruiert (T. VII, F. 5[a] u. 5[b]), nur sind hier die Unterzüge auch bei der Eisenbahnbrücke aus Holz und mit einem eisernen Hängewerke armiert.

Fig. 118. *a.* Steife, *b.* gelenkige Kuppelung. M. 1 : 120.



Der Anschlufs der Anfahrtbahn an das erste Brückenjoch wird in ähnlicher Weise wie zwischen den einzelnen Jochen mittels Röddelbalken, Bändern und Keilen herge-

stellt, doch müssen hier die Röddelbalken B (Textfig. 118 b) ein die Beweglichkeit der Verbindung ermöglichendes Gelenk m erhalten (im Gegensatz zu der in Textfig. 118 a dargestellten steifen Verbindung zweier Brückenjoche).

Bei der Maxauer Eisenbahn-Schiffbrücke sind die das Gleis tragenden Doppelträger an dem ersten Landbocke und an dem ersten Schiffsbocke gestoßen und die Stöße mit Federung versehen (Textfig. 116 b, S. 145), sodaß der Druck auf die an den lotrechten Schraubenspindeln hängenden Unterzüge c (vergl. T. VII, F. 5^{c}) nicht unmittelbar, sondern nur durch Vermittelung der Federn übertragen werden kann.

Litteratur
(zugleich Quellennachweis)
Schwimmende Brücken betreffend.

Coumes. Über Schiffbrücken. Ann. des ponts et chaussées, XVII. S. 296.

Shofield. Schwimmende Brücke auf durch Anker befestigten Cylindern. Scientif. americ. N. S. V., S. 373.

Fowkes. Pontonbrücken. Artizan 1860, S. 284.

Provisorische Brücke bei Renedo über den Fluß Pas. Revista de obras publicas 1864, S. 17.

Lewis. Schwimmende Brücke. Engng. IV, S. 122.

Eisenbahn-Schiffbrücke bei Maxau. Becker. Handb. d. Ing.-Wissensch. Bd. 5, Heft 5. Stuttgart 1865.

Reimers. De schipbrug over den Lijmfiord bij Aalborg in Denemarken. Verhandelingen van het k. Inst. van Ing. 1867/68, S. 78.

Pont flottant sur l'Adoub à Bayonne. Ann. des ponts et chaussées 1868, II.

Provisorische Schiffbrücke über die Seine zu Asnières. Nouv. ann. de la constr. 1871, S. 82. (Zeitschr. d. österr. Ing.-Ver. 1872, S. 10.)

Pontonbrücke über den Hooghly in Kalkutta. Engng. 1872, 1. Sem., S. 338. (Engineer 1871, 2. Sem., S. 9; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 702; Ann. des ponts et chaussées 1878, 1. Sem., S. 443.)

Koch's patentierte Pontonbrücke. Engineer 1872, 1. Sem., S. 181.

Schiffbrücke über die Seine zu Suresnes. Nouv. ann. de la constr. 1871, S. 90. (Engng. 1872, 1. Sem., S. 189; Zeitschr. d. österr. Ing.-Ver. 1872, S. 11.)

Floßbrücken-Konstruktion. Nouv. ann. de la constr. 1872, S. 138.

Schiffbrücke zu Château-Gontier. Ann. des ponts et chaussées 1874, 1. Sem., S. 227.

Schiffbrücke für den Eisenbahnverkehr über den Mississippi. Engineer 1874, 2. Sem., S. 255.

Schwimmende Brücke über die Donau zum Zwecke des russisch-türkischen Krieges. Deutsche Bauz. 1877, S. 471.

Ausfahrtvorrichtung an der Koblenzer Schiffbrücke. Wochenschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1878, S. 122.

Die neue Schiffbrücke über den Stößensee bei Spandau. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 129. Mit Abbild.

Floßbrücken als Kriegsbrücken. Mitteilungen über Gegenstände des Artillerie- und Genie-Wesens 1884, S. 111.

Leinpfad-Anlage und Prahm-Brücke bei Küstrin. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 470. Mit Abbild.

---

§ 74. Vergleich der verschiedenen Systeme beweglicher Brücken.

Die Hubbrücken, Zugbrücken und Krahnbrücken bieten den gemeinsamen Vorteil, daß die Tragkonstruktion nur für die zu überbrückende Öffnung selbst hergestellt zu werden braucht. Andererseits sind diese Brücken mit folgenden Nachteilen behaftet:

Die Hubbrücken können von Schiffen mit Masten nur nach Niederlegung der letzteren durchfahren werden.

Die Zugbrücken erfordern, wenn sie nicht an Thorwege anschließen, hohe Gerüste und weite Spielräume für die Bewegungsvorrichtungen. Die Krahnbrücken eignen sich für Straßenbrücken gar nicht und für Eisenbahnbrücken nur bei verhältnismäßig kleinen Spannweiten, wegen mangelhafter Windverstrebung.

Für das Durchlassen von Kähnen genügt oft nur ein teilweises Öffnen der beweglichen Brücken. In dieser Beziehung sind die Zug-, die Hub- und die Klapp-

brücken im Vorteil gegenüber den Roll- und den Drehbrücken. Bei den letzteren beiden Systemen dürfte ein teilweises Öffnen nur bei zweiflügeliger Anordnung, beim Durchlassen von Schiffen mit Masten vorkommen (Ausnahme T. III, F. 23).

Die Klappbrücken zeichnen sich gegenüber den Zug- und den Hubbrücken dadurch aus, daſs sie keine oberhalb der Fahrbahn vorstehende und den Verkehr störende Teile zu erhalten brauchen. Im Vergleich mit den Roll- und den Drehbrücken mit Land-Drehpfeiler ist bei den Klappbrücken eine viel bessere Ausnutzung des Platzes am anschlieſsenden Ufer möglich. Auch bilden die aufrecht stehenden Klappen selbst sichere Abhaltungsmittel des Verkehrs von der geöffneten Brücke.

Dagegen haben die Klappbrücken den Nachteil, daſs ihre geöffneten Klappen dem Winde groſse und sehr ungünstig gelegene Angriffsflächen bieten, wodurch — besonders bei gröſserer Spannweite — die erforderliche Bewegungskraft wesentlich vergröſsert werden kann. Ferner kann das Takelwerk der durchfahrenden Schiffe an den Klappen hängen bleiben. Endlich erfordern die Klappbrücken oft groſse, nicht immer leicht unterzubringende Gegengewichte oder, andernfalls, bedeutende Bewegungskraft, deren Gröſse mit dem Durchnässungszustande der Klappenfahrbahn wechselt.

Die Rollbrücken (namentlich die Überrollbrücken) haben bei starkem Verkehr den Nachteil, daſs vor dem Öffnen derselben ein Freimachen der in ihrer Verlängerung befindlichen Bahn von Fuhrwerken und Fuſsgängern auf eine gröſsere Länge vorausgesetzt werden muſs. Auch erfordern Rollbrücken bei derselben Spannweite eine gröſsere Bewegungskraft als z. B. Drehbrücken. So kann z. B. die 17,1 m weit gespannte Drehbrücke zu Hull leicht mit der Hand gedreht werden, während die nur 11,4 m weite Rollbrücke daselbst zur Bewegung eine 10 pferdige Maschine bedarf.

Es können jedoch auch Fälle vorkommen, wo aus örtlichen Gründen eine Drehbrücke nicht angeordnet werden kann, z. B. wenn für einen Drehpfeiler im Wasser der erforderliche Platz nicht vorhanden ist und das anschlieſsende Ufer keinen genügenden freien Raum für die Bewegung eines Drehbrücken-Hinterarmes bietet. Ist die zu überbrückende Weite für eine Klappbrücke zu groſs und will man, wegen der erforderlichen Türme, nicht zu einer Hubbrücke greifen, so wird man eine Rollbrücke verwenden.

Am häufigsten kommen die beweglichen Brücken in Form von Drehbrücken vor. Sie haben den groſsen Vorzug gegenüber den Zug-, den Klapp- und den Hubbrücken, daſs hier die Last sich in der Hauptsache nur in einer wagrechten Ebene zu bewegen hat. Auch wirkt der Wind weniger ungünstig als bei Klappbrücken. Die Drehbrücken zeichnen sich (auch den Rollbrücken gegenüber) durch verhältnismäſsig leichte Beweglichkeit aus, da bei denselben das Verhältnis der Hebelarme von Bewegungskraft und Reibungswiderstand ein günstiges ist. Andererseits erfordern, wie bereits bemerkt, die nicht mit einem mittleren Drehpfeiler versehenen Drehbrücken viel Platz für ihren Hinterarm, wodurch längs eines ganzen Teiles des Ufers beziehentlich der Schleusenmauer keine Haltepfähle für Schiffe, keine Winden sowie überhaupt keine Bewegungsvorrichtungen für das Durchfahren der Schiffe angebracht werden können.

Der Hauptvorteil der Schiffbrücken besteht in der Möglichkeit, dieselben rasch aufzustellen und abzufahren, was besonders in Kriegsfällen von Wichtigkeit ist. Auch kann das Material für diese Brücken leicht von dem Heere auf Wagen transportiert werden. Dagegen bieten sie die Nachteile, daſs sie eine ständige Überwachung und viel Reparatur notwendig machen, sowie daſs zur Zeit der Eisgänge der Verkehr ganz unterbrochen werden muſs.

Litteratur

(zugleich Quellennachweis)

Bewegliche Brücken im allgemeinen betreffend.

Beschreibung der von Duleau 1824 unternommenen Reise nach England und Belgien. Crelle, Journ. f. Baukunde 1833.

Hülsse. Allgem. Maschinen-Encyclopädie 1844. Artikel „Brücken“, bearbeitet von Weinlig.

Bendel. Der Überbau der amerikanischen Brücken und Viadukte, nach Notizen von Henz. Zeitschr. f. Bauw. 1862, S. 383.

Movable bridges. Mech. Magaz. N. S. XXV, S. 91.

Becker. Der Brückenbau. Abschnitt V.

M'Call. Über bewegliche Brücken. Artizan 1862, S. 147, 156.

Schwarz. Der Brückenbau 1866.

Spon's Dictionary of Engineering edited by O. Byrne. Artikel „Drawbridge“. 1871.

Poncelet. Cours de mécanique appliquée aux machines publié par M. Kleitz. Bd. II, Sektion 3. Des ponts levis. 1876.

Rziha. Eisenbahn-Unter- und Oberbau. Wiener Weltausstellungsbericht 1877. Bd. II, Abschnitt V, S. 455.

J. Price. Movable bridges. Min. of proc. of the instit. of civ. eng. LVII, 1879, S. 1.

Lavoinne und Pontzen. Les chemins de fer en Amérique 1880. Dieses Werk enthält im 1. Bande eine Beschreibung amerikanischer beweglicher Brücken. Mit Abbild.

Konkurrenz für den beweglichen Überbau der Schiffahrtsöffnung der Frankfurter Oderbrücke. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 337, 344, 355. Mit Abbild.

Sympher. Bewegliche Brücken in Holland. Zeitschr. f. Bauw. 1883, S. 542. Mit Abbild.

J. Hofmann. Über bewegliche Brücken, namentlich Drehbrücken. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. Bd. XXVIII. S. 493. Mit Abbild.

Heinzerling. Die Brücken der Gegenwart. Abteilung IV: Bewegliche Brücken. Leipzig 1883.

Anhang.

Kurze Ableitung der im Vorhergehenden benutzten Formeln aus der Theorie des kontinuierlichen Balkens.

I. Homogener kontinuierlicher Balken mit beliebig vielen Feldern.

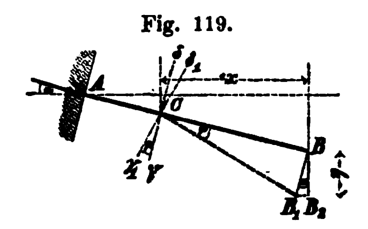
§ 1. Elastische Durchbiegung eines unter dem Winkel α gegen den Horizont eingemauerten Balkens (Textfig. 119). Wenn nur ein Längenelement des Balkens am Querschnitte $\gamma\,\delta$ elastisch wäre, so würde infolge der Einwirkung des Biegungsmomentes M der äufseren Kräfte der Balkenteil CB sich um C drehen, wobei, wenn, wie gewöhnlich, der Verdrehungswinkel φ nur sehr klein ist:

$$\eta = BB_2 = BB_1 \cos\alpha = CB\,.\,\varphi\,.\,\cos\alpha = \varphi\,.\,x$$

sein würde. Wenn der Querschnitt $\gamma\,\delta$ in die Lage $\gamma_1\,\delta_1$ übergeht, so verlängert sich an dieser Stelle das Element $\frac{dx}{\cos\alpha}$ der äufseren Faser um $e\varphi$, wobei e die Entfernung desselben von der Biegungsachse bezeichnet. Die hierdurch erzeugte Spannung ist $\sigma = \frac{e\varphi}{dx}\,E\cos\alpha$ oder, wenn α klein vorausgesetzt wird, $\sigma = \frac{e\varphi}{dx}\,E$, worin E = Elasticitätsmodul. Andererseits ist bekanntlich, wenn J = Trägheitsmoment des Balkenquerschnittes: $\sigma = \frac{Me}{J}$. Aus der Gleichsetzung beider Werte von σ folgt $\varphi = \frac{M\,dx}{EJ}$ und demnach wird $\eta = \varphi x = \frac{Mx\,dx}{EJ}$.

Nun ist der Balken nicht nur in $\gamma\,\delta$, sondern in seiner ganzen Erstreckung elastisch. Man erhält daher die wirkliche Senkung von B:

Fig. 119.

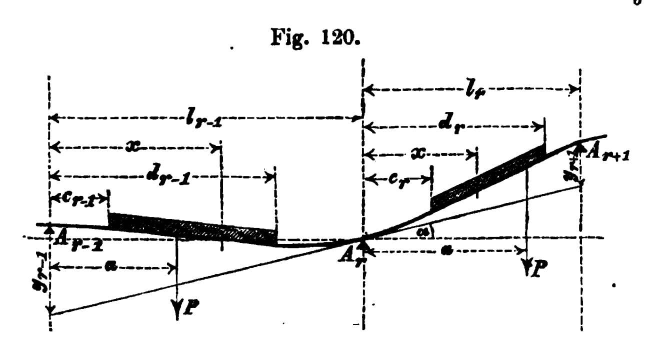


$$y = \int_0^l \frac{Mx\,dx}{EJ} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 1.$$

und folglich, wenn $AD = l$ genannt wird, denn Abstand des gesenkten Balkenendes von der Horizontalen AD:

$$y + l\,tang\,\alpha = \int_0^l \frac{Mx\,dx}{EJ} + l\,tang\,\alpha \quad \ldots\ldots \quad 1^a.$$

Fig. 120.



§ 2. Bezeichnungen. Für das Folgende werden die in Textfig. 120 und aufserdem die nachstehend angegebenen Bezeichnungen eingeführt:

M Biegungsmoment für irgend einen Querschnitt des kontinuierlichen Balkens,

M_{r-1}, M_r u. s. w. Biegungsmomente für die Querschnitte über den Stützen,

M' und M'' Biegungsmomente an der linken bezw. rechten Stütze des Feldes l,

Q' und Q'' Transversalkräfte an der linken bezw. rechten Stütze des Feldes l,

s_{r-1}, s_r u. s. w. Ordinaten der Stützen bezogen auf eine unterhalb angenommene Horizontale. Die Achse des ungebogenen Balkens ist gradlinig vorausgesetzt.

$\Sigma_{r-1} P$, $\Sigma_r P$ Summe der Einzellasten P in dem Felde l_{r-1}, l_r,

q_{r-1}, q_r u. s. w. gleichförmige Belastung für die laufende Längeneinheit des $(r-1)$ten und des $r$ten Feldes,

$\overset{l}{\Sigma} Pa$ und $\overset{l}{\Sigma} P(l-a)$ Summe der statischen Momente der im Felde l befindlichen Einzellasten P für die linke beziehentlich rechte Stütze als Momentenpunkt.

§ 3. Gleichung der drei Stützenmomente. Das Trägheitsmoment werde veränderlich vorausgesetzt. Die Stützenhöhen-Unterschiede mögen nur klein sein. Man kann den Teil $A_{r-1} A_{r+1}$ des kontinuierlichen Balkens als einen ursprünglich geraden und unter dem Tangentenwinkel α in A_r eingemauerten ansehen, der durch die Wirkung der Biegungsmomente in die Gestalt $A_r A_{r-1}$ einerseits und $A_r A_{r+1}$ andererseits gebracht worden ist.

Für den lotrechten Abstand y_{r-1} beziehentlich y_{r+1} der Stützpunkte A_{r-1} bezw. A_{r+1} von der durch A_r gelegten Tangente an die Biegungsachse erhält man dann nach Gl. 1:

$$y_{r-1} = \int_0^{l_{r-1}} \frac{M x\,dx}{EJ} \quad \text{und} \quad y_{r+1} = \int_0^{l_r} \frac{M(l_r - x)\,d(l_r - x)}{EJ} = \int_0^{l_r} \frac{M(l_r - x)\,dx}{EJ}.$$

Die Gleichheit der Tangentenwinkel rechts und links von A_r führt zu der Formel:

$$\frac{1}{l_{r-1}} \left[\int_0^{l_{r-1}} \frac{M x\,dx}{EJ} - (s_{r-1} - s_r)\right] = \frac{1}{l_r} \left[(s_{r+1} - s_r) - \int_0^{l_r} \frac{M(l_r - x)\,dx}{EJ}\right] \quad \ldots \quad 2.$$

Bezeichnet man mit $\mathfrak{M}$ das Biegungsmoment in irgend einem Querschnitte des $r$ten Feldes, im Abstande x von A_r, für den Fall, wenn der Balken nicht kontinuierlich wäre, so ist

$$M = \mathfrak{M} + M_r + \frac{M_{r+1} - M_r}{l_r} . x \quad \ldots \quad 3.$$

und ähnlich für jedes andere Feld. Setzt man diesen Ausdruck in Formel 2 ein, so erhält man als Gleichung für die drei Stützenmomente M_{r-1}, M_r und M_{r+1}:

$$\frac{1}{l_{r-1}} \int_0^{l_{r-1}} \frac{M_{r-1} + (M_r - M_{r-1}) \frac{x}{l_{r-1}}}{J} . x\,dx + \frac{1}{l_r} \int_0^{l_r} \frac{M_r + (M_{r+1} - M_r) \frac{x}{l_r}}{J} (l_r - x)\,dx =$$

$$= -\frac{1}{l_{r-1}} \int_0^{l_{r-1}} \frac{\mathfrak{M} x\,dx}{J} - \frac{1}{l_r} \int_0^{l_r} \frac{\mathfrak{M}(l_r - x)\,dx}{J} + E\left[\frac{s_{r-1} - s_r}{l_{r-1}} + \frac{s_{r+1} - s_r}{l_r}\right] \quad \ldots \quad 4.$$

Bei gleich hohen Stützen fällt das letzte Glied rechts weg. (Hat man es mit einem Balken zu thun, dessen Unterkante nicht gradlinig ist, so fällt dieses letzte Glied weg, wenn die Stützen der Form der Unterkante des umgebogenen Balkens entsprechen.)

Ist das Trägheitsmoment J konstant, so können die Integrale auf der linken Seite ausgeführt werden. Man erhält:

$$M_{r-1} . l_{r-1} + 2 M_r (l_{r-1} + l_r) + M_{r+1} . l_r = -\frac{6}{l_{r-1}} \int_0^{l_{r-1}} \mathfrak{M} x\,dx - \frac{6}{l_r} \int_0^{l_r} \mathfrak{M}(l_r - x)\,dx +$$

$$+ 6EJ\left(\frac{s_{r-1} - s_r}{l_{r-1}} + \frac{s_{r+1} - s_r}{l_r}\right) \quad \ldots \quad 5.$$

Befindet sich z. B. innerhalb einer Öffnung von der Spannweite l eine Einzellast P im Abstande a von der linken Stütze, so ist:

$$\int_0^l \mathfrak{M} x\,dx = \frac{Pa}{6}(l-a)(l+a) \quad \text{und} \quad \int_0^l \mathfrak{M}(l-x)\,dx = \frac{Pa}{6}(l-a)(2l-a).$$

Demnach, wenn in jedem Felde eine beliebige Anzahl von Einzellasten P sich befinden, nach Gl. 5:

$$M_{r-1} \cdot l_{r-1} + 2 M_r (l_{r-1} + l_r) + M_{r+1} \cdot l_r = -\frac{1}{l_{r-1}} \Sigma_{r-1} P a (l-a)(l+a) - \frac{1}{l_r} \Sigma_r P a (l-a)(2l-a) + + 6 EJ \left(\frac{s_{r-1} - s_r}{l_{r-1}} + \frac{s_{r+1} - s_r}{l_r} \right) \quad . . . . 6.$$

Hat man es dagegen in jedem Felde mit einer gleichförmigen Last q für die Längeneinheit zu thun, so folgt aus Gl. 5 nach Ausrechnung der Integrale:

$$M_{r-1} \cdot l_{r-1} + 2 M_r (l_{r-1} + l_r) + M_{r+1} \cdot l_r = -\frac{q_{r-1}}{4 l_{r-1}} (2 l_{r-1}^2 - c^2 - d^2)(d^2 - c^2) - -\frac{q_r}{4 l_r} \left[4 l_r^2 (d^2 - c^2) - 4 l_r (d^3 - c^3) + (d^4 - c^4) \right] + 6 EJ \left(\frac{s_{r-1} - s_r}{l_{r-1}} + \frac{s_{r+1} - s_r}{l_r} \right) \quad . . . 7.$$

Auf der rechten Seite dieser Gleichung beziehen sich die Abscissen c und d des Last-Anfanges bezw. Endes auf das betreffende Feld.

Erstreckt sich die gleichförmige Belastung je über das ganze Feld, so ist $c = o$ und $d = l$, folglich die Gleichung der 3 Stützenmomente:

$$M_{r-1} \cdot l_{r-1} + 2 M_r (l_{r-1} + l_r) + M_{r+1} \cdot l_r = -\frac{1}{4} q_{r-1} l_{r-1}^3 - \frac{1}{4} q_r l_r^3 + + 6 EJ \left(\frac{s_{r-1} - s_r}{l_{r-1}} + \frac{s_{r+1} - s_r}{l_r} \right) \quad . . . . 8.$$

§ 4. Bestimmung der Transversalkräfte und Stützendrücke. Die Anwendung der Gleichung der 3 Stützenmomente auf sämtliche Felder des Balkens führt zur Bestimmung sämtlicher Stützenmomente. Sind diese bekannt, so ergeben sich die Transversalkräfte Q' und Q'', wenn die Belastung aus Einzellasten P besteht, zu

$$Q' = \frac{1}{l} \left[M'' - M' + \overset{l}{\Sigma} P (l - a) \right] \quad . . . . 9.$$

$$Q'' = \frac{1}{l} \left[M'' - M' - \overset{l}{\Sigma} P a \right] \quad . . . . 10.$$

Wenn dagegen die Belastung eine gleichförmige q für die Längeneinheit ist

$$Q' = \frac{1}{l} \left[M'' - M' + \int_c^d q (l - x) \, dx \right] = \frac{1}{l} \left\{ M'' - M' + \frac{q}{2} \left[d(2l - d) - c(2l - c) \right] \right\} \quad . . 11.$$

$$Q'' = \frac{1}{l} \left[M'' - M' - \int_c^d q \, x \, dx \right] = \frac{1}{l} \left[M'' - M' - \frac{q}{2} (d^2 - c^2) \right] \quad . . . . 12.$$

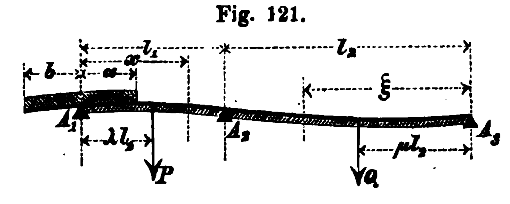
und man erhält endlich den Druck z. B. an der $r$ten Stütze:

$$A_r = Q'_r - Q''_{r-1} \quad . . . . 13.$$

II. Homogener kontinuierlicher Balken über zwei Öffnungen bei gegebener Belastung.

A. Konstantes J.

Fig. 121.



§ 5. Belastung mit Einzellasten. Bei einem freigelagerten Träger mit zwei Feldern ist stets $M_1 = M_3 = o$. Aus Gl. 6 folgt in diesem Falle, wenn man die beistehend (Textfig. 121) angegebenen Bezeichnungen und die Abkürzung

$$6 EJ \left[\frac{s_1 - s_2}{l_1} + \frac{s_3 - s_2}{l_2} \right] = Y \quad . . . 14.$$

einführt,

$$M_2 = \frac{Y - \frac{1}{l_1} \Sigma P \lambda l_1 (l_1^2 - \lambda^2 l_1^2) - \frac{1}{l_2} \Sigma Q \mu l_2 (l_2^2 - \mu^2 l_2^2)}{2 (l_1 + l_2)} \quad . . . . 15.$$

Setzt man diesen Wert für M' bezw. M'' in Gl. 9 und 10 ein und berechnet dann die Stützendrücke nach Gl. 13, so ergiebt sich:

$$A_1 = \frac{Y - \frac{1}{l_1} \Sigma P \lambda l_1 (l_1^2 - \lambda^2 l_1^2) - \frac{1}{l_2} \Sigma Q \mu l_2 (l_2^2 - \mu^2 l_2^2)}{2 (l_1 + l_2) l_1} + \Sigma P (1 - \lambda) \quad . . . . 16.$$

$$A_2 = \frac{-Y + \frac{1}{l_1}\Sigma P\lambda l_1 (l_1^2 - \lambda^2 l_1^2) + \frac{1}{l_2}\Sigma Q\mu l_2 (l_2^2 - \mu^2 l_2^2)}{2\, l_1 l_2} + \Sigma P\lambda + \Sigma Q\mu \quad \ldots \quad 17.$$

$$A_3 = \frac{Y - \frac{1}{l_1}\Sigma P\lambda l_1 (l_1^2 - \lambda^2 l_1^2) - \frac{1}{l_2}\Sigma Q\mu l_2 (l_2^2 - \mu^2 l_2^2)}{2\, l_2 (l_1 + l_2)} + \Sigma Q (1 - \mu) \quad \ldots \quad 18.$$

Für gleich grofse Felder und gleich hohe Stützen ist $l_1 = l_2 = l$ und $Y = o$, folglich

$$A_1 = \Sigma \left\{ \frac{P}{4} (4 - \lambda [5 - \lambda^2]) \right\} - \Sigma \left\{ \frac{Q}{4} \mu (1 - \mu^2) \right\} \quad \ldots \quad 19.$$

$$A_2 = \Sigma \left\{ \frac{P}{2} \lambda (3 - \lambda^2) \right\} + \Sigma \left\{ \frac{Q}{2} \mu (3 - \mu^2) \right\} \quad \ldots \quad 20.$$

$$A_3 = \Sigma \left\{ \frac{Q}{4} (4 - \mu [5 - \mu^2]) \right\} - \Sigma \left\{ \frac{P}{4} \lambda (1 - \lambda^2) \right\} \quad \ldots \quad 21.$$

§ 6. Gleichförmige Belastung (s. Textfig. 121). Aus Gl. 8 ergiebt sich, wenn die Belastung in dem ersten Felde q_1 und im zweiten q_2 für die Längeneinheit heifst:

$$M_2 = \frac{Y - \frac{1}{4} q_1 l_1^3 - \frac{1}{4} q_2 l_2^3}{2 (l_1 + l_2)} \quad \ldots \quad 22.$$

Demnach aus Gl. 13 unter Benutzung von Gl. 11 und 12:

$$A_1 = \frac{Y - \frac{1}{4}(q_1 l_1^3 + q_2 l_2^3)}{2\, l_1 (l_1 + l_2)} + \frac{1}{2} q_1 l_1 \quad \ldots \quad 23.$$

$$A_2 = \frac{-Y + \frac{1}{4}(q_1 l_1^3 + q_2 l_2^3)}{2\, l_1 l_2} + \frac{1}{2}(q_1 l_1 + q_2 l_2) \quad \ldots \quad 24.$$

$$A_3 = \frac{Y - \frac{1}{4}(q_1 l_1^3 + q_2 l_2^3)}{2\, l_2 (l_1 + l_2)} + \frac{1}{2} q_2 l_2 \quad \ldots \quad 25.$$

Ist $q_1 = q_2 = q$, so erhält man:

$$A_1 = \frac{3 l_1^2 + l_2 (l_1 - l_2)}{8 l_1} q + \frac{Y}{2\, l_1 (l_1 + l_2)} \quad \ldots \quad 26.$$

$$A_2 = \frac{l_1^2 (l_1 + 4 l_2) + l_2^2 (l_2 + 4 l_1)}{8\, l_1 l_2} \cdot q - \frac{Y}{2\, l_1 l_2} \quad \ldots \quad 27.$$

$$A_3 = \frac{3\, l_2^2 + l_1 (l_2 - l_1)}{8\, l_2} \cdot q + \frac{Y}{2\, l_2 (l_1 + l_2)} \quad \ldots \quad 28.$$

Für $l_1 = l_2 = l$ und gleich hohe Stützen folgt aus Gl. 23 bis 25:

$$A_1 = \frac{l}{16}(7\, q_1 - q_2); \quad A_2 = \frac{10}{16} l (q_1 + q_2); \quad A_3 = \frac{l}{16}(7\, q_2 - q_1) \quad \ldots \quad 29.$$

und wenn auch $q_1 = q_2 = q$ ist

$$A_1 = A_3 = \frac{3}{8} q l; \quad A_2 = \frac{10}{8} q l \quad \ldots \quad 30.$$

Erstreckt sich eine gleichförmige Belastung k für die Längeneinheit nicht über ganze Felder, sondern über eine Strecke $(a + b)$ in der Nähe einer Stütze z. B. A_1 (Textfig. 121), so erhält man, wenn man zunächst in Gl. 7 einsetzt: $c = o$; $d = a$; $q_1 = k$; $q_2 = o$ und $M_1 = -\frac{1}{2} k b^2$, für gleich hohe Stützen:

$$A_1 = k a \left(1 - \frac{a}{8 l_1^2} \cdot \frac{6 l_1^2 + 4 l_1 l_2 - a^2}{l_1 + l_2}\right) + \frac{k b}{4}\left(4 + \frac{b}{l_1} \cdot \frac{2 l_2 + 3 l_1}{l_1 + l_2}\right) \quad \ldots \quad 31.$$

$$A_2 = k a^2 \cdot \frac{4 l_1 l_2 + 2 l_1^2 - a^2}{8 l_1^2 l_2} - k b^2 \cdot \frac{(l_1 + 2 l_2)}{4 l_1 l_2} \quad \ldots \quad 32.$$

$$A_3 = - k a^2 \cdot \frac{(2 l_1^2 - a^2)}{8 l_1 l_2 (l_1 + l_2)} + k b^2 \cdot \frac{2 l_1}{8 l_2 (l_1 + l_2)} \quad \ldots \quad 33.$$

B. Veränderliches J.

§ 7. Gleichung der drei Stützenmomente. Aus Gl. 4 folgt, da jetzt $M_1 = M_3 = o$ ist, wenn man $(l_2 - x)$ kürzer mit ξ bezeichnet:

$$\left\{ \frac{1}{l_1^2} \int_o^{l_1} \frac{x^2 dx}{J} + \frac{1}{l_2^2} \int_o^{l_2} \frac{\xi^2 d\xi}{J} \right\} M_2 = -\frac{1}{l_1} \int_o^{l_1} \frac{\mathfrak{M} x\, dx}{J} - \frac{1}{l_2} \int_o^{l_2} \frac{\mathfrak{M} \xi\, d\xi}{J} + E \left\{ \frac{s_1 - s_2}{l_1} + \frac{s_3 - s_2}{l_2} \right\} \quad \ldots \quad 34.$$

§ 8. Gleichförmige Belastung mit q_1 in den ersten und mit q_2 pro Längeneinheit in der zweiten Öffnung. Nach Gl. 34 ist dann:

$$\left\{\frac{1}{l_1^2}\int_o^{l_1}\frac{x^2\,dx}{J}+\frac{1}{l_2^2}\int_o^{l_2}\frac{\xi^2\,d\xi}{J}\right\}M_2+\frac{q_1}{2}\left\{\int_o^{l_1}\frac{x^2\,dx}{J}-\frac{1}{l_1}\int_o^{l_1}\frac{x^3\,dx}{J}\right\}+\frac{q_2}{2}\left\{\int_o^{l_2}\frac{\xi^2\,d\xi}{J}-\frac{1}{l_2}\int_o^{l_2}\frac{\xi^3\,dx}{J}\right\}=$$

$$=E\left\{\frac{s_1-s_2}{l_1}+\frac{s_3-s_2}{l_2}\right\} \quad \ldots \quad 35.$$

Ist $l_1 = l_2 = l$ und außerdem $q_1 = q_2 = q$, so erhält man unter Benutzung des aus Gl. 35 folgenden Wertes von M_2, bei gleich hohen Stützen:

$$A_1 = A_2 = \frac{M_2}{l}+\frac{q\,l}{2}=\frac{q}{2}\,\frac{\int_o^l\frac{x^3\,dx}{J}}{\int_o^l\frac{x^2\,dx}{J}} \quad \ldots \quad 36.$$

Ist dagegen nur das linke Feld belastet, also $q_1 = q$; $q_2 = o$, so ergiebt unter Benutzung von Gl. 35:

$$A_1 = \frac{M_2}{l}+\frac{q\,l}{2}=\frac{q}{4}\,\frac{\int_o^l\frac{x^3\,dx}{J}}{\int_o^l\frac{x^2\,dx}{J}}+\frac{q\,l}{4} \quad \ldots \quad 37.$$

$$A_2 = \frac{M_2}{l}=\frac{q}{4}\,\frac{\int_o^l\frac{x^3\,dx}{J}}{\int_o^l\frac{x^2\,dx}{J}}-\frac{q\,l}{4} \quad \ldots \quad 38.$$

§ 9. Berechnung der in den Formeln 34 bis 38 vorkommenden Integrale. Verändert sich das Trägheitsmoment J sprungweise, sodaſs von $x = o$ bis $x = x_1$, $J = J_1$; von $x_1 = x_2$, $J = J_2$; von x_2 bis x_3, $J = J_3$ u. s. w. heiſst, so hat man

$$\int_o^l\frac{x^2\,dx}{J}=\frac{1}{J_1}\int_o^{x_1}x^2\,dx+\frac{1}{J_2}\int_{x_1}^{x_2}x^2\,dx+\ldots=\frac{1}{3J_1}x_1^3+\frac{1}{3J_2}(x_2^3-x_1^3)+\frac{1}{3J_3}(x_3^3-x_2^3)+\ldots \quad 39.$$

$$\int_o^l\frac{x^3\,dx}{J}=\frac{1}{J_1}\int_o^{x_1}x^3\,dx+\frac{1}{J_2}\int_{x_1}^{x_2}x^3\,dx+\ldots=\frac{1}{4J_1}x_1^4=\frac{1}{4J_2}(x_2^4-x_1^4)+\frac{1}{4J_3}(x_3^4-x_2^4)+\ldots \quad 40.$$

Verändert sich dagegen J stetig, so ist nach Simpson, wenn $J = J_o$ für $x = o$ und $J = J_m$ für $x = l$, wobei m eine gerade Zahl Teile $\triangle x$ bedeutet, in welche l zerlegt gedacht wird.

$$\int_o^l\frac{x^2\,dx}{J}=\sum_o^l\frac{x^2\,.\,\triangle x}{J}=\frac{(\triangle x)^3}{3}\left(\frac{1}{i_1}+\frac{2^2}{i_2}+\frac{3^2}{i_3}+\ldots\ldots+\frac{m^2}{i_m}\right) \quad \ldots \quad 41.$$

$$\int_o^l\frac{x^3\,dx}{J}=\sum_o^l\frac{x^3\,.\,\triangle x}{J}=\frac{(\triangle x)^4}{3}\left(\frac{1}{i_1}+\frac{2^3}{i_2}+\frac{3^3}{i_3}+\ldots\ldots+\frac{m^3}{i_m}\right) \quad \ldots \quad 42.$$

Hierin ist zur Abkürzung:

$J_o,\ \frac{1}{4}J_1,\ \frac{1}{2}J_2,\ \frac{1}{4}J_3,\ \ldots\ \frac{1}{2}J_{m-2},\ \frac{1}{4}J_{m-1},\ J_m$

mit $i_o,\ i_1,\ i_2,\ i_3,\ \ldots\ i_{m-2},\ i_{m-1},\ i_m$ bezeichnet worden.

§ 10. Belastung mit Einzellasten. Man wird in diesem Falle mit Vorteil den graphischen Weg einschlagen. $A_1 A_2$ (Textfig. 122) sei die Öffnung l_1 einer Drehbrücke. Schreibt man in der Gl. 34: $\frac{1}{J_0}\int_0^{l_1} \frac{J_0}{J} x^2 dx$ statt $\int \frac{x^2}{J} dx$, wobei J_0 ein beliebig angenommenes, konstantes Trägheitsmoment bedeutet, und leitet man (Fig. 122) aus den gegebenen J-Werten (d. h. den Ordinaten der Figur $a\,b\,c\,d\,e\,f$) die Werte $\frac{J_0}{J}$ (d. h. die Ordinaten der Figur $a_1\, b_1\, c_1\, d_1\, e_1\, f_1$) ab, so stellt der Ausdruck $\int_0^{l_1} \frac{J_0}{J} x^2 dx$ nichts anderes, als das Trägheitsmoment der Fläche $A_1\, a_1\, b_1\, c_1\, d_1\, e_1\, f_1\, A_2$ in Bezug auf die Lotrechte durch A_1 dar. Dieses Trägheitsmoment kann bekanntlich auf graphischem Wege leicht unter Benutzung von Seilpolygonen gefunden werden, wodurch sich dann auch der Wert von $\int_0^{l_1} \frac{x^2 dx}{J}$ durch Multiplikation des Trägheitsmomentes mit $\frac{1}{J_0}$ ergiebt.

Fig. 122.

Ist ferner für die gegebene Belastung die einfache Momentenfläche (d. h. diejenige Momentenfläche, welche einem einfachen Balken $A_1 A_2$ entspricht) bekannt, so läſst sich auch der in Gl. 34 vorkommende Ausdruck $\int_0^{l_1} \frac{\mathfrak{M}\, x\, dx}{J}$ konstruieren. Schreibt man nämlich denselben:

$$\frac{1}{J_0}\int_0^{l_1} \frac{J_0 \mathfrak{M}}{J} x\, dx$$

und leitet aus der gegebenen einfachen Momentenfläche (deren Ordinaten $= \mathfrak{M}$ sind) die Figur $A_1\, g\, i\, k\, p\, A_2$ (deren Ordinaten $= \frac{J_0}{J}\mathfrak{M}$ sind) ab, so stellt der Ausdruck $\int_0^{l_1} \frac{J_0 \mathfrak{M}}{J} x\, dx$ das statische Moment dieser Fläche in Bezug auf die Lotrechte durch A_1 dar. Dasselbe kann bekanntlich leicht mit Hilfe eines Seilpolygons bestimmt werden, wonach sich dann auch nach Multiplikation mit $\frac{1}{J_0}$ der Wert von $\int_0^{l_1} \frac{\mathfrak{M}\, x\, dx}{J}$ ergiebt.

Ganz ähnlich bestimmen sich die Ausdrücke $\int_0^{l_2} \frac{\xi^2 d\xi}{J}$ beziehentlich $\int_0^{l_2} \frac{\mathfrak{M}\, \xi\, d\xi}{J}$ für die zweite Öffnung l_2 der Drehbrücke.

Ist die Belastung eine gleichförmige, so wird die einfache Momentenfläche eine Parabelfläche.

III. Ungünstigste Belastung kontinuierlicher Balken mit zwei Feldern.

§ 11. Gleichförmige Belastung. Vorausgesetzt wird gleich hohe Lage der Stützen und konstantes Trägheitsmoment J. Eine um u von der Stütze A_1 im Felde l_1 befindliche Einzellast P erzeugt (wie sich nach obigem berechnen läſst) ein Biegungsmoment $M = o$ in einem Querschnitte, dessen Abstand von A_1 sich zu

$$x = \frac{2 l_1^2 (l_1 + l_2)}{3 l_1^2 + 2 l_1 l_2 - u^2}$$ ergiebt. Umgekehrt findet man

$$u = \sqrt{l_1 \left[3 l_1 + 2 l_2 - \frac{2 l_1 (l_1 + l_2)}{x}\right]} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 43.$$

Hierdurch ist für jeden Querschnitt x eine Belastungsscheide u gegeben, insofern jede im linken Felde rechts von der Scheide befindliche Last in jenem Querschnitte ein $+ M$, jede links von der Scheide befindliche Last ein $- M$ erzeugt. Kommt nach Gl. 43 $u = o$ oder negativ heraus, so bildet die Stütze A_1 selbst die Belastungsscheide.

Berücksichtigt man ferner, daſs jede Last in der zweiten Öffnung l_2 nach Gl. 16 ein $- A_1$ also auch negative M in allen Querschnitten von l_1 erzeugt, so lassen sich hiernach leicht diejenigen Vertei-

lungen der Belastung feststellen, bei welchen in irgend einem Querschnitte von l_1 das *max* (+ *M*) oder das *max* (— *M*) entsteht. Die ungünstigsten Belastungen für die Querschnitte des Feldes l_2 ergeben sich aus denen des l_1 durch symmetrische Vertauschung.

Was ferner die Transversalkräfte anlangt, so erzeugt jede Einzellast *P* in l_1 ein + A_1, welches kleiner als P_1 ist und ein — A_2. Zwischen A_1 und der Last hat man also + *Q*, zwischen der Last und A_2 dagegen — *Q* und in allen Querschnitten von l_2 wieder + *Q*. Um also *max* (+ *Q*) in einem Querschnitte von l_1 zu erhalten, hat man nur das Stück zwischen diesem Querschnitte und A_2, um dagegen *max* (— *Q*) zu erzielen, ist das Stück links vom Querschnitte und das ganze Feld l_2 zu belasten. Liegt der fragliche Querschnitt in l_2, so gelten entsprechende, durch symmetrische Vertauschung abzuleitende Belastungsgesetze.

Sind für die ungünstigsten Belastungen die Belastungsscheiden bekannt, so sind die betreffenden Werte von *c* und *d* in Gl. 7 einzusetzen, wodurch sich zunächst M_2 und aus diesem leicht A_1, folglich auch die *max M* und *max Q* für die betreffenden Querschnitte berechnen lassen. Die Resultate einer solchen Berechnung sind in den nachfolgenden Tabellen gegeben. In denselben bedeutet *g* die konstante Eigenlast und *q* die am ungünstigsten verteilt vorausgesetzte zufällige Last, beide auf die Längeneinheit bezogen. Vorausgesetzt wird hierbei ausdrücklich, dafs der Balken sich von den Stützen nicht abheben kann.

Transversalkräfte.

$l_2 = l_1$.

x	Einflufs von *g* *Q*	Einflufs von *p* *max* (+ *Q*)	*max* (— *Q*)
0	+ 0,375	0,4375	0,0625
0,1	+ 0,275	0,3437	0,0687
0,2	+ 0,175	0,2624	0,0874
0,3	+ 0,075	0,1932	0,1182
0,375	0	0,1491	0,1491
0,4	— 0,025	0,1359	0,1609
0,5	— 0,125	0,0898	0,2148
0,6	— 0,225	0,0544	0,2794
0,7	— 0,325	0,0287	0,3537
0,8	— 0,425	0,0119	0,4369
0,9	— 0,525	0,0027	0,5277
1,0	— 0,625	0	0,6250
l	*g.l*	*p.l*	*p.l*

$l_2 = 0{,}9\ l_1$

1. Feld. 2. Feld.

x	Einflufs von *g* *Q*	Einflufs von *p* *max* (+ *Q*)	*max* (— *Q*)	ξ	Einflufs von *g* *Q*	Einflufs von *p* *max* (+ *Q*)	*max* (— *Q*)
0	+ 0,3862	0,4342	0,0480	0	— 0,3236	0,0731	0,3967
0,1	+ 0,2862	0,3405	0,0543	0,1	— 0,2336	0,0786	0,3122
0,2	+ 0,1862	0,2593	0,0731	0,2	— 0,1436	0,0958	0,2389
0,3	+ 0,0862	0,1905	0,1043	0,3	— 0,0536	0,1228	0,1764
0,386	0	0,1387	0,1387	0,36	0	0,1422	0,1422
0,4	— 0,0138	0,1336	0,1474	0,4	+ 0,0364	0,1609	0,1245
0,5	— 0,1138	0,0880	0,2018	0,5	+ 0,1264	0,2089	0,0825
0,6	— 0,2138	0,0531	0,2669	0,6	+ 0,2164	0,2666	0,0502
0,7	— 0,3138	0,0279	0,3417	0,7	+ 0,3064	0,3330	0,0266
0,8	— 0,4138	0,0115	0,4253	0,8	+ 0,3964	0,4074	0,0110
0,9	— 0,5138	0,0026	0,5164	0,9	+ 0,4864	0,4890	0,0026
1,0	— 0,6138	0	0,6138	1,0	+ 0,5764	0,5764	0
l_1	$g l_1$	$p l_1$	$p l_1$	l_2	$g l_1$	$p l_1$	$p l_1$

$l_2 = 0{,}8\; l_1$

1. Feld. | 2. Feld.

x	Einfluß von g Q	Einfluß von p max (+ Q)	max (− Q)	ξ	Einfluß von g Q	Einfluß von p max (+ Q)	max (− Q)
0	+ 0,3950	0,4306	0,0356	0	− 0,2687	0,0869	0,3556
0,1	+ 0,2950	0,3369	0,0419	0,1	− 0,1887	0,0917	0,2804
0,2	+ 0,1950	0,2560	0,0610	0,2	− 0,1087	0,1063	0,2150
0,3	+ 0,0950	0,1875	0,0925	0,3	− 0,0287	0,1305	0,1592
0,395	0	0,1319	0,1319	0,336	0	0,1420	0,1420
0,4	− 0,0050	0,1310	0,1360	0,4	+ 0,0513	0,1639	0,1126
0,5	− 0,1050	0,0859	0,1909	0,5	+ 0,1313	0,2063	0,0750
0,6	− 0,2050	0,0516	0,2566	0,6	+ 0,2113	0,2571	0,0458
0,7	− 0,3050	0,0269	0,3319	0,7	+ 0,2913	0,3158	0,0245
0,8	− 0,4050	0,0107	0,4157	0,8	+ 0,3713	0,3815	0,0102
0,9	− 0,5050	0,0025	0,5075	0,9	+ 0,4513	0,4536	0,0023
1,0	− 0,6050	0	0,6050	1,0	+ 0,5313	0,5313	0
l_1	$g l_1$	$p l_1$	$p l_1$	l_2	$g l_1$	$p l_1$	$p l_1$

$l_2 = 0{,}7\; l_1$

0	+ 0,4013	0,4265	0,0252	0	− 0,2089	0,1051	0,3140
0,1	+ 0,3013	0,3329	0,0316	0,1	− 0,1389	0,1093	0,2482
0,2	+ 0,2013	0,2523	0,0510	0,2	− 0,0689	0,1219	0,1908
0,3	+ 0,1013	0,1841	0,0828	0,298	0	0,1415	0,1415
0,4	+ 0,0013	0,1281	0,1268	0,3	+ 0,0011	0,1422	0,1411
0,401	0	0,1276	0,1276	0,4	+ 0,0711	0,1717	0,1006
0,5	− 0,0987	0,0837	0,1824	0,5	+ 0,1411	0,2083	0,0672
0,6	− 0,1987	0,0500	0,2487	0,6	+ 0,2111	0,2523	0,0412
0,7	− 0,2987	0,0259	0,3246	0,7	+ 0,2811	0,3032	0,0221
0,8	− 0,3987	0,0105	0,4092	0,8	+ 0,3511	0,3604	0,0093
0,9	− 0,4987	0,0024	0,5011	0,9	+ 0,4211	0,4233	0,0022
1,0	− 0,5987	0	0,5987	1,0	+ 0,4911	0,4911	0
l_1	$g l_1$	$p l_1$	$p l_1$	l_2	$g l_1$	$p l_1$	$p l_1$

$l_2 = 0{,}6\; l_1$

0	+ 0,4050	0,4219	0,0169	0	− 0,1417	0,1302	0,2719
0,1	+ 0,3050	0,3284	0,0234	0,1	− 0,0817	0,1337	0,2154
0,2	+ 0,2050	0,2480	0,0430	0,2	− 0,0217	0,1444	0,1661
0,3	+ 0,1050	0,1803	0,0753	0,236	0	0,1501	0,1501
0,4	+ 0,0050	0,1249	0,1199	0,3	+ 0,0383	0,1620	0,1237
0,405	0	0,1224	0,1224	0,4	+ 0,0983	0,1864	0,0881
0,5	− 0,0950	0,0811	0,1761	0,5	+ 0,1583	0,2175	0,0592
0,6	− 0,1950	0,0480	0,2430	0,6	+ 0,2183	0,2548	0,0365
0,7	− 0,2950	0,0247	0,3197	0,7	+ 0,2783	0,2980	0,0197
0,8	− 0,3950	0,0099	0,4049	0,8	+ 0,3383	0,3466	0,0083
0,9	− 0,4950	0,0022	0,4972	0,9	+ 0,3983	0,4033	0,0020
1,0	− 0,5950	0	0,5950	1,0	+ 0,4583	0,4583	0
l_1	$g l_1$	$p l_1$	$p l_1$	l_2	$g l_1$	$p l_1$	$p l_1$

1. Feld. $l_2 = 0{,}5\ l_1$ 2. Feld.

x	Einfluſs von g Q	Einfluſs von p $max\,(+Q)$	$max\,(-Q)$	ξ	Einfluſs von g Q	Einfluſs von p $max\,(+Q)$	$max\,(-Q)$
0	+ 0,4062	0,4167	0,0104	0	— 0,0625	0,1667	0,2083
0,1	+ 0,3062	0,3233	0,0171	0,1	— 0,0125	0,1696	0,1820
0,2	+ 0,2062	0,2432	0,0370	0,125	0	0,1757	0,1757
0,3	+ 0,1062	0,1760	0,0698	0,2	+ 0,0375	0,1783	0,1408
0,4	+ 0,0062	0,1212	0,1150	0,3	+ 0,0875	0,1927	0,1053
0,406	0	0,1188	0,1188	0,4	+ 0,1375	0,2128	0,0753
0,5	— 0,0938	0,0781	0,1719	0,5	+ 0,1875	0,2383	0,0508
0,6	— 0,1938	0,0459	0,2396	0,6	+ 0,2375	0,2690	0,0315
0,7	— 0,2938	0,0233	0,3171	0,7	+ 0,2875	0,3046	0,0171
0,8	— 0,3938	0,0092	0,4030	0,8	+ 0,3375	0,3448	0,0073
0,9	— 0,4938	0,0020	0,4956	0,9	+ 0,3875	0,3893	0,0018
1,0	— 0,5938	0	0,5939	1,0	+ 0,4375	0,4376	0
l_1	$g l_1$	$p l_1$	$p l_1$	l_2	$g l_1$	$p l_1$	$p l_1$

Biegungsmomente.

$l_2 = l_1$

x	Einfluſs von g M	Einfluſs von p $max\,(+M)$	$max\,(-M)$
0	0	0	0
0,1	+ 0,0325	0,03875	0,00625
0,2	+ 0,0550	0,06750	0,01250
0,3	+ 0,0675	0,08625	0,01875
0,4	+ 0,0700	0,09500	0,02500
0,5	+ 0,0625	0,09375	0,03125
0,6	+ 0,0450	0,08250	0,03750
0,7	+ 0,0175	0,06125	0,04375
0,75	0	0,04688	0,04688
0,8	— 0,0200	0,03000	0,05000
0,85	— 0,0425	0,01523	0,05773
0,9	— 0,0675	0,00611	0,07361
0,95	— 0,0950	0,00138	0,09638
1,0	— 0,1250	0	0,12500
l	$g l^2$	$p l^2$	$p l^2$

für $x = 0{,}375\,l$ wird $max\,M_g = 0{,}0703\,g l^2$

„ $x = 0{,}437\,l$ „ $max\,(max\,M_p) = +\,0{,}0957\,p l^2$

$l_2 = 0{,}9\ l_1$

x	Einfluſs von g M	Einfluſs von p $max\,(+M)$	$max\,(-M)$	ξ	Einfluſs von g M	Einfluſs von p $max\,(+M)$	$max\,(-M)$
0	0	0	0	0	0	0	0
0,1	+ 0,0336	0,0384	0,0048	0,1	+ 0,0251	0,0317	0,0066
0,2	+ 0,0573	0,0668	0,0096	0,2	+ 0,0421	0,0552	0,0131
0,3	+ 0,0709	0,0853	0,0144	0,3	+ 0,0509	0,0706	0,0197
0,4	+ 0,0745	0,0937	0,0192	0,4	+ 0,0517	0,0780	0,0263
0,5	+ 0,0681	0,0921	0,0240	0,5	+ 0,0444	0,0773	0,0329
0,6	+ 0,0517	0,0805	0,0288	0,6	+ 0,0290	0,0684	0,0394
0,7	+ 0,0254	0,0589	0,0336	0,7	+ 0,0054	0,0514	0,0460
0,772	0	0,0371	0,0371	0,719	0	0,0473	0,0473
0,792	— 0,0077	0,0303	0,0380	0,8	— 0,0262	0,0264	0,0526
0,8	— 0,0110	0,0275	0,0385	0,809	— 0,0294	0,0238	0,0532
0,9	— 0,0574	0,0056	0,0630	0,9	— 0,0659	0,0052	0,0711
1,0	— 0,1138	0	0,1138	1,0	— 0,1138	0	0,1138
l_1	$g l_1^2$	$p l_1^2$	$p l_1^2$	l_2	$g l_1^2$	$p l_1^2$	$p l_1^2$

für $x = 0{,}386\,l_1$ wird $max\,M_g = +\,0{,}0747\,g l^2$

„ $x = 0{,}4342\,l_1$ „ $max\,(max\,M_p) = +\,0{,}0943\,p l_1^2$

für $\xi = 0{,}359\,l_2$ wird $max\,M_g = +\,0{,}0523\,g l_1^2$

„ $\xi = 0{,}0441\,l_2$ „ $max\,(max\,M_p) = +\,0{,}0787\,p l_1^2$

1. Feld. $l_2 = 0{,}8\ l_1$ 2. Feld.

x	Einfluſs von g M	Einfluſs von p $max\,(+M)$	Einfluſs von p $max\,(-M)$	ξ	Einfluſs von g M	Einfluſs von p $max\,(+M)$	Einfluſs von p $max\,(-M)$
0	0	0	0	0	0	0	0
0,1	+ 0,0345	0,0381	0,0036	0,1	+ 0,0198	0,0269	0,0071
0,2	+ 0,0590	0,0661	0,0071	0,2	+ 0,0302	0,0441	0,0139
0,3	+ 0,0735	0,0842	0,0107	0,3	+ 0,0357	0,0566	0,0209
0,4	+ 0,0780	0,0922	0,0142	0,4	+ 0,0348	0,0626	0,0278
0,5	+ 0,0725	0,0903	0,0178	0,5	+ 0,0275	0,0623	0,0348
0,6	+ 0,0570	0,0783	0,0213	0,6	+ 0,0138	0,0555	0,0417
0,7	+ 0,0315	0,0564	0,0249	0,672	0	0,0467	0,0467
0,783	+ 0,0021	0,0309	0,0278	0,7	— 0,0063	0,0423	0,0486
0,79	0	0,0282	0,0282	0,8	— 0,0328	0,0228	0,0556
0,8	— 0,0040	0,0250	0,0290	0,818	— 0,0384	0,0184	0,0568
0,9	— 0,0495	0,0048	0,0543	0,9	— 0,0657	0,0045	0,0702
1,0	— 0,1050	0	0,1050	1,0	— 0,1050	0	0,1050
l_1	gl_1^2	pl_1^2	pl_1^2	l_2	gl_1^2	pl_1^2	pl_1^2

für $x = 0{,}395\,l_1$ wird $max\,M_g = +\ 0{,}0780\,g\,l_1^2$
„ $x = 0{,}431\,l_1$ „ $max\,(max\,M_p) = +\ 0{,}0927\,p\,l_1^2$

für $\xi = 0{,}336\,l_2$ wird $max\,M_g = +\ 0{,}0360\,g\,l_1^2$
„ $\xi = 0{,}444\,l_2$ „ $max\,(max\,M_p) = +\ 0{,}0632\,p\,l_1^2$

$l_2 = 0{,}7\ l_1$

x	Einfluſs von g M	Einfluſs von p $max\,(+M)$	Einfluſs von p $max\,(-M)$	ξ	Einfluſs von g M	Einfluſs von p $max\,(+M)$	Einfluſs von p $max\,(-M)$
0	0	0	0	0	0	0	0
0,1	+ 0,0351	0,0376	0,0025	0,1	+ 0,0122	0,0196	0,0074
0,2	+ 0,0603	0,0653	0,0050	0,2	+ 0,0194	0,0341	0,0147
0,3	+ 0,0754	0,0830	0,0076	0,3	+ 0,0218	0,0439	0,0221
0,4	+ 0,0805	0,0906	0,0101	0,4	+ 0,0193	0,0487	0,0294
0,5	+ 0,0757	0,0883	0,0126	0,5	+ 0,0119	0,0487	0,0368
0,6	+ 0,0608	0,0769	0,0151	0,597	0	0,0439	0,0439
0,7	+ 0,0359	0,0535	0,0176	0,6	— 0,0005	0,0436	0,0441
0,773	+ 0,0115	0,0314	0,0195	0,7	— 0,0177	0,0338	0,0515
0,8	+ 0,0010	0,0227	0,0216	0,8	— 0,0398	0,0186	0,0584
0,803	0	0,0220	0,0220	0,829	— 0,0475	0,0135	0,0610
0,9	— 0,0438	0,0044	0,0482	0,9	— 0,0669	0,0041	0,0710
1,0	— 0,0987	0	0,0987	1,0	— 0,0987	0	0,0987
l_1	gl_1^2	pl_1^2	pl_1^2	l_2	gl_1^2	pl_1^2	pl_1^2

für $x = 0{,}401\,l_1$ wird $max\,M_g = +\ 0{,}0806\,g\,l_1^2$
„ $x = 0{,}427\,l_1$ „ $max\,(max\,M_p) = +\ 0{,}0916\,p\,l_1^2$

für $\xi = 0{,}298\,l_2$ wird $max\,M_g = +\ 0{,}0218\,g\,l_1^2$
„ $\xi = 0{,}449\,l_2$ „ $max\,(max\,M_p) = +\ 0{,}0493\,p\,l_1^2$

$l_2 = 0{,}6\ l_1$

x	Einfluſs von g M	Einfluſs von p $max\,(+M)$	Einfluſs von p $max\,(-M)$	ξ	Einfluſs von g M	Einfluſs von p $max\,(+M)$	Einfluſs von p $max\,(-M)$
0	0	0	0	0	0	0	0
0,1	+ 0,0335	0,0372	0,0017	0,1	+ 0,0067	0,0145	0,0078
0,2	+ 0,0610	0,0644	0,0034	0,2	+ 0,0098	0,0254	0,0156
0,3	+ 0,0765	0,0816	0,0051	0,3	+ 0,0093	0,0327	0,0234
0,4	+ 0,0820	0,0887	0,0067	0,4	+ 0,0052	0,0365	0,0313
0,5	+ 0,0775	0,0859	0,0084	0,47	0	0,0369	0,0369
0,6	+ 0,0630	0,0731	0,0101	0,5	— 0,0025	0,0366	0,0391
0,7	+ 0,0385	0,0503	0,0118	0,6	— 0,0138	0,0331	0,0469
0,762	+ 0,0198	0,0326	0,0128	0,7	— 0,0287	0,0260	0,0547
0,8	+ 0,0040	0,0202	0,0162	0,8	— 0,0472	0,0153	0,0625
0,81	0	0,0177	0,0177	0,84	— 0,0554	0,0103	0,0657
0,9	— 0,0405	0,0040	0,0445	0,9	— 0,0693	0,0035	0,0728
1,0	— 0,0950	0	0,0950	1,0	— 0,0950	0	0,0950
l_1	gl_1^2	pl_1^2	pl_1^2	l_2	gl_1^2	pl_1^2	pl_1^2

für $x = 0{,}405\,l_1$ wird $max\,M_g = +\ 0{,}0821\,g\,l_1^2$
„ $x = 0{,}422\,l_1$ „ $max\,(max\,M_p) = +\ 0{,}0890\,p\,l_1^2$

für $\xi = 0{,}236\,l_2$ wird $max\,M_g = +\ 0{,}0100\,g\,l_1^2$
„ $\xi = 0{,}453\,l_2$ „ $max\,(max\,M_p) = +\ 0{,}0370\,p\,l_1^2$

1. Feld. $l_2 = 0{,}5\, l_1$ 2. Feld.

x	Einflufs von g M	Einflufs von p max (+ M)	Einflufs von p max (— M)	ξ	Einflufs von g M	Einflufs von p max (+ M)	Einflufs von p max (— M)
0	0	0	0	0	0	0	0
0,1	+ 0,0356	0,0367	0,0011	0,1	+ 0,0018	0,0102	0,0083
0,2	+ 0,0612	0,0633	0,0021	0,125	+ 0,0020	0,0123	0,0103
0,3	+ 0,0768	0,0800	0,0031	0,2	+ 0,0013	0,0179	0,0166
0,4	+ 0,0824	0,0867	0,0042	0,25	0	0,0208	0,0208
0,5	+ 0,0781	0,0833	0,0052	0,3	— 0,0019	0,0231	0,0249
0,6	+ 0,0637	0,0700	0,0063	0,4	— 0,0075	0,0258	0,0333
0,7	+ 0,0394	0,0467	0,0073	0,5	— 0,0156	0,0261	0,0416
0,75	+ 0,0234	0,0314	0,0078	0,6	— 0,0262	0,0238	0,0499
0,8	+ 0,0050	0,0164	0,0113	0,7	— 0,0394	0,0189	0,0583
0,812	0	0,0140	0,0140	0,8	— 0,0550	0,0117	0,0667
0,9	— 0,0394	0,0013	0,0406	0,9	— 0,0731	0,0028	0,0759
1,0	— 0,0938	0	0,0938	0,1	— 0,0938	0	0
l_1	$g l_1^2$	$p l_1^2$	$p l_1^2$	l_2	$g l_1^2$	$p l_1^2$	$p l_1^2$

für $x = 0{,}406\, l_1$ wird $max\, M_g = +\, 0{,}0825\, g\, l_1^2$ — für $\xi = 0{,}125\, l_1$ wird $max\, M_g = +\, 0{,}0020\, g\, l_1^2$

„ $x = 0{,}417\, l_1$ „ $max\,(max\, M_p) = +\, 0{,}0868\, p\, l_1^2$ — „ $\xi = 0{,}458\, l_2$ „ $max\,(max\, M_p) = +\, 0{,}0262\, p\, l_1^2$

§ 12. Einzellasten. Die ungünstigste Einstellung eines Systems von Einzellasten (z. B. eines Eisenbahnzuges) erfolgt am besten mit Hilfe von sog. Einflufslinien (Influenzlinien). Ein bequemes Verfahren hierzu, für kontinuierliche Balken über zwei Felder, hat Müller-Breslau in dem Wochenblatte für Architekten und Ingenieure 1883 veröffentlicht; dasselbe soll im folgenden wiedergegeben werden (Textfig. 123*a* bis 123*e*, S. 162).

Die Feldlängen heifsen l_1 und l_2; die drei ungleich hoch liegenden Stützen haben die Ordinaten s_1, s_2, s_3 über einem beliebigen Horizonte. Durch die Einzellast P_1 (Fig. 123*a*) im Abstande a_1 von A_1, beziehentlich b_1 von A_2, entsteht ein Stützendruck A_1, der sich zusammensetzt aus dem Stützendrucke

$$A_1' = \frac{b_1 + l_2}{l_1 + l_2} \quad \ldots\ldots \quad 44.$$

welcher entstehen würde, wenn der Balken $A_1 A_3$ keine Mittelstütze A_2 besäfse, und aus dem Stützendrucke A_1'', welcher durch die nach oben gerichtete Reaktion A_2 hervorgerufen wird, sodafs

$$A_1 = A_1' - A_1'' \quad \ldots\ldots \quad 45.$$

ist. Bezeichnet man das Biegungsmoment in A_2 mit M_2, so ist:

$$M_2 = A_1 l_1 - P_1 b_1 = (A_1' - A_1'')\, l_1 - P_1 b_1$$

und folglich, nach Einsetzung des Wertes von A_1' aus Gl. 44:

$$A_1'' = \frac{l_2}{l_1 + l_2} \cdot \frac{a_1}{l_1} P_1 - \frac{M_2}{l_1} \quad \ldots\ldots \quad 46.$$

Nun ist aber nach Gl. 34 mit der Abkürzung

$$E\left(\frac{s_1 - s_2}{l_1} + \frac{s_3 - s_2}{l_2}\right) = Z \quad \ldots\ldots \quad 47.$$

$$M_2 = \frac{-\frac{1}{l_1}\int_0^{l_1} \frac{\mathfrak{M}\, x\, dx}{J} + Z}{\frac{1}{l_1^2}\int_0^{l_1} \frac{x^2\, dx}{J} + \frac{1}{l_2^2}\int_0^{l_2} \frac{\xi^2\, d\xi}{J}}$$

oder, wenn man das Trägheitsmoment des Balkenquerschnittes an der Stütze A_2 mit J_2 bezeichnet, die Abkürzungen

$$\frac{J_2}{J} \cdot \frac{x}{l_1} = w_1; \qquad \frac{J_2}{J} \cdot \frac{\xi}{l_2} = w_2 \quad \ldots\ldots \quad 48.$$

einführt und ferner berücksichtigt, dafs für den einfachen Balken $A_1 A_2$ das Biegungsmoment

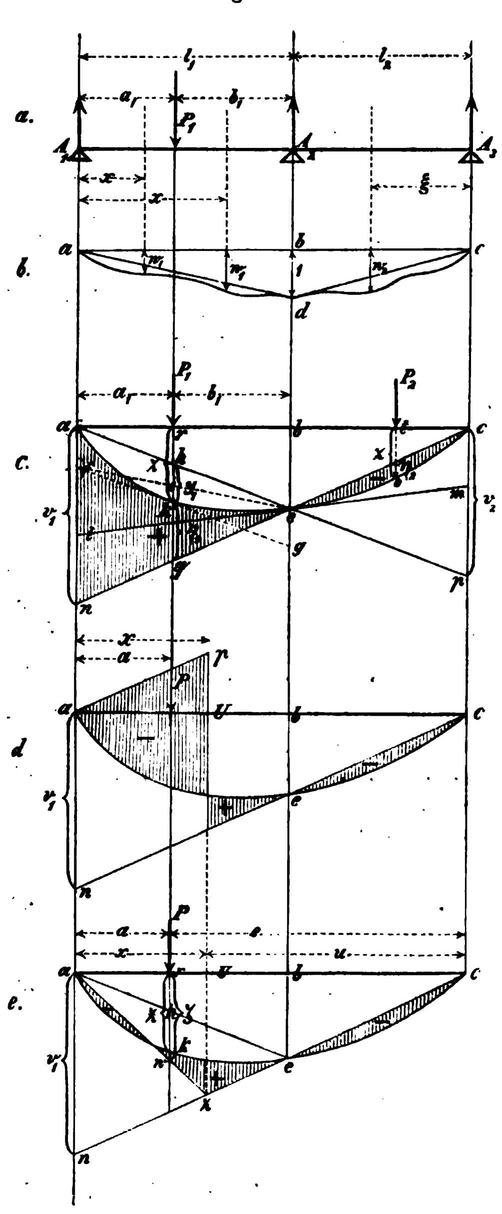
$$\mathfrak{M} = P_1 \frac{b_1}{l_1} x \text{ ist, so lange } x < a_1 \text{ bleibt,}$$

und

$$\mathfrak{M} = P_1 \frac{a_1}{l_1} x \quad „ \quad „ \quad „ \quad x > a_1 \quad „$$

$$M_2 = \frac{-\frac{P_1 b_1}{l_1}\int\limits_0^{a_1} w_1 x\,dx - \frac{P_1 a_1}{l_1}\int\limits_{a_1}^{l_1}(l_1 - x)\,w_1\,dx + J_2 Z}{\frac{1}{l_1}\int\limits_0^{l_1} w_1\,dx + \frac{1}{l_2}\int\limits_0^{l_2} w_2\,\xi\,d\xi} \quad \ldots \ldots \ldots \ 49.$$

Fig. 123.



Die in diesem Ausdrucke vorkommenden Integrale lassen sich leicht graphisch darstellen. Zu diesem Zwecke tragen wir die für die verschiedenen Größen von x und ξ berechneten Werte w_1 und w_2 nach Gl. 48 als Ordinaten einer Kurve auf (Fig. 123b), welche wir die „w-Kurve" nennen wollen. (Bei konstantem Querschnitte besteht die w-Kurve aus zwei Geraden ad und cd; bei sprungweise veränderlichem Querschnitte aus einzelnen durch a bezw. c hindurchgehenden Geraden.) Dann fassen wir diese Kurve als Belastungskurve eines Balkens von der Länge $l_1 + l_2$, welcher nur in a und c gestützt ist, auf und zeichnen mit beliebigem Polabstande H die Seilkurve $a\,e\,c$ (Fig. 123c).

Legt man nun in k eine Berührende fg an die Seilkurve, so sind, nach einer bekannten Eigenschaft der Seilkurve, die Abschnitte:

$$\overline{af} = \frac{1}{H}\int\limits_0^{a_1} w_1 x\,dx \quad \text{und} \quad \overline{eg} = \frac{1}{H}\int\limits_{a_1}^{l_1}(l_1 - x)\,w_1\,dx$$

und folglich:

$$\frac{b_1}{l_1}\int\limits_0^{a_1} x\,w_1\,dx + \frac{a_1}{l_1}\int\limits_{a_1}^{l_1}(l_1 - x)\,w_1\,dx =$$

$$= H(\overline{hi} + \overline{ik}) = H(\overline{hk}) = H y_1, \quad \ldots \ 50.$$

wenn $hk = y_1$ genannt wird.

Zieht man andererseits an die Seilkurve eine Berührende lm in e, so ist:

$$\overline{al} = \frac{1}{H}\int\limits_0^{l_1} w_1 x\,dx \quad \text{und} \quad \overline{cm} = \frac{1}{H}\int\limits_0^{l_2} w_2\,\xi\,d\xi.$$

Demnach:

$$\frac{1}{l_1}\int\limits_0^{l_1} w_1 x\,dx + \frac{1}{l_2}\int\limits_0^{l_2} w_2\,\xi\,d\xi = \frac{H}{l_1}\left(\overline{al} + \overline{cm}\,.\,\frac{l_1}{l_2}\right) =$$

$$= \frac{H}{l_1}(\overline{al} + \overline{ln}) = \frac{H}{l_1}(\overline{an}) = \frac{H v_1}{l_1} = \frac{H v_2}{l_2} \quad . \ . \ 51.$$

wobei die Abschnitte an und cp mit v_1 bezw. v_2 bezeichnet worden sind.

Setzt man nun die Gleichungen 50 u. 51 in Gl. 49 und dann diese in Gl. 46 ein, so ergiebt sich:

$$A_1'' = \frac{l_2}{l_1 + l_2}\cdot\frac{a_1}{l_1}\,.\,P_1 + \frac{y_1}{v_1}P_1 - \frac{J_2 Z}{H v_1} \quad . \ . \ 52.$$

und folglich, nach Gl. 45, mit Rücksicht auf Gl. 44:

$$A_1 = \frac{P_1}{v_1}\left(\frac{b_1 + l_2}{l_1 + l_2}v_1 - \frac{l_2}{l_1 + l_2}\cdot\frac{a_1}{l_1}\,.\,v_1 - y_1\right) + \frac{J_2 Z}{H v_1}, \quad \ldots \ldots \ 53.$$

d. h. (vergl. Fig. 123c)

$$A_1 = \frac{P_1}{v_1}(\overline{qr} - \overline{hr} - \overline{hk}) + \frac{J_2 Z}{H v_1} = \frac{P_1}{v_1}\,.\,\overline{kq} + \frac{J_2 Z}{H v_1} = \frac{P_1}{v_1}\,.\,\eta_1 + \frac{J_2 Z}{H v_1} \quad \ldots \ 54.$$

Ganz ähnlich läfst es sich beweisen, dafs, wenn eine Einzellast P_2 sich in dem Felde $A_2 A_3$ des Balkens befindet und die der Laststellung entsprechende (jetzt negative) Ordinate in Fig. 123c mit $-\eta_2$ bezeichnet wird, man für den zugehörigen Stützendruck A_1 erhält:

$$A_1 = -\frac{P_2}{v_1} \cdot \eta_2 + \frac{J_2 Z}{H v_1} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 54^a.$$

Abgesehen von dem durch die Stützenhöhen-Unterschiede gegebenen konstanten Gliede $\frac{J_2 Z}{H v_1}$, in welchem der Polabstand H als Länge einzuführen ist, erhält man demnach den jeder Stellung der Einzellast P entsprechenden Stützendruck A_1, indem man die zugehörige Ordinate η der zwischen der Seilkurve $a e c$ und der Geraden $c e r$ sich erstreckenden, in Fig. 123c schraffierten Einflufs-Figur mit $\frac{P}{v_1}$ multipliziert.

Hiernach ist es leicht, ein Lastensystem so einzustellen, dafs $\frac{1}{v_1} \Sigma P \eta$ und hiermit auch der Stützendruck A_1 ein Maximum werde.

Verwechselt man die Gerade $c e n$ mit der Geraden $a e p$ in Fig. 123c, so läfst es sich ganz ähnlich zeigen, dafs, wenn man die der Einzellast-Stellung entsprechende Ordinate der Einflufs-Figur $p e a k e c$ mit $\pm \eta'$ bezeichnet und die Stützen gleich hoch voraussetzt, der Stützendruck A_3

$$A_3 = \frac{P}{v_2} \eta' \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 55.$$

oder, bei einem Lastensysteme, $A_3 = \frac{1}{v} \Sigma P \eta'$

wird.

Für den Stützendruck A_2 endlich erhält man, bei gleich hohen Stützen, da $A_1'' = \frac{l_2}{l_1 + l_2} A_2$ ist, mit Rücksicht auf Gl. 52 und Fig. 123c:

$$A_2 = \frac{l_1 + l_2}{l_2} A_1'' = \frac{l_1 + l_2}{l_2 v_1} P_1 \left(\frac{l_2}{l_1 + l_2} \cdot \frac{a_1}{l_1} \cdot v_1 + y_1 \right) = \frac{P_1}{\overline{b e}} (\overline{h r} + \overline{h k}) = \frac{P_1}{c} (\overline{k r})$$

wobei die Höhe $b e = c$ gesetzt worden ist.

Ganz ähnlich findet man bei einer Einzellast P_2 (Fig. 123c):

$$A_2 = \frac{P_2}{c} (\overline{t o})$$

und daher allgemein:

$$A_2 = \frac{P}{c} z, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 56.$$

wenn z die der Einzellast-Stellung entsprechende Ordinate der Fläche $a e c a$ bedeutet. Die zwischen der Seilkurve $a e c$ und der Geraden $a c$ gelegene Fläche ist demnach die Einflufsfläche für A_2. Der Multiplikator ist $\frac{1}{c}$.

Die Transversalkräfte. Für irgend einen Querschnitt U (Textfig. 123d) ist die Transversalkraft $Q = A_1 - P$, so lange P links von U sich befindet, und $Q = A_1$, so lange P rechts von U oder auch im Felde l_2 steht. Mit Rücksicht auf Gl. 54 und 54^a kann man bei gleich hohen Stützen schreiben:

$$Q = \frac{P}{v_1} \cdot \eta - P = \frac{P}{v_1} (\eta - v_1), \text{ wenn } P \text{ links vom Querschnitt steht,}$$

$$Q = \frac{P}{v_1} \cdot \eta, \qquad \text{„ } P \text{ rechts „ „ „}$$

Hierbei bedeuten η die $\pm$ Ordinaten der schraffierten Fläche in Textfig. 123c. Zieht man daher in Textfig. 123d eine Parallele $a p$ zu $c e n$, so erhält man die in letzterer Figur schraffierte Fläche als Einflufsfigur für die Transversalkräfte Q im Querschnitte bei U. Der Multiplikator ist $\frac{1}{v_1}$.

Die Biegungsmomente. Das in einem Querschnitte U hervorgerufene Biegungsmoment M kann man sich zusammengesetzt denken aus dem Biegungsmomente M', welches dort entstände, wenn der gegebene belastete Balken keine Mittelstütze A_2 hätte, also nur auf den beiden Endstützen A_1 und A_3 aufruhte, und ferner aus demjenigen Biegungsmomente M'', welches infolge des Stützendruckes A_2 in dem Balken $A_1 A_3$ hervorgerufen wird.

Nun ist, wenn auf dem Balken eine Einzellast P steht (Fig. 123e)

$$M' = P \frac{a}{l_1 + l_2} \cdot u = \frac{P x}{v_1} \cdot \frac{a u}{x (l_1 + l_2)} \cdot v_1 \text{ so lange } a < x$$

$$M' = P \frac{e}{l_1 + l_2} \cdot x = \frac{P x}{v_1} \cdot \frac{e}{l_1 + l_2} \cdot v_1 \qquad \text{„ „ } a > x.$$

Es kann daher allgemein:

$$M' = \frac{Px}{v_1} \cdot \zeta \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 57.$$

geschrieben werden, wenn ζ die der Einzellast-Stellung entsprechende Ordinate des Dreiecks azc (Fig. 123e) bedeutet.

Ferner hat man, mit Berücksichtigung von Gl. 52, bei gleich hohen Stützen,

$$M'' = A_1'' \cdot x = \frac{Px}{v_1}\left(\frac{l_2}{l_1+l_2} \cdot \frac{a}{l_1} v_1 + y_1\right) = \frac{Px}{v_1}(\overline{hr} + \overline{hk}) = \frac{Px}{v_1} \cdot \overline{kr} = \frac{Px}{v_1} \cdot z \quad \ldots \quad 58.$$

Demnach ist:

$$M = M' - M'' = \frac{Px}{v_1}(\zeta - z) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 59.$$

Die Einflufsfigur für das Biegungsmoment M in dem von A_1 um x entfernten Querschnitte U ist durch die in Textfig. 123e schraffierte Fläche gegeben. Der Multiplikator ist $\frac{x}{v_1}$.

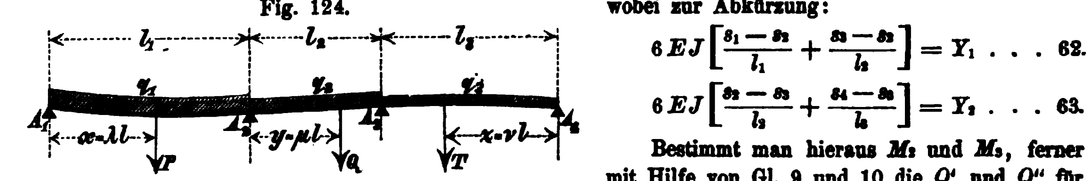
IV. Homogener kontinuierlicher Balken mit drei Feldern auf festen Stützen.

§ 18. Einzellasten. Das Trägheitsmoment J wird konstant vorausgesetzt. Da $M_1 = M_4 = o$, so ist nach Gl. 6 und Textfig. 124:

$$2 M_2 (l_1 + l_2) + M_3 l_2 = Y_1 - \frac{1}{l_1} \Sigma Px (l_1^2 - x^2) - \frac{1}{l_2} \Sigma Q y (l_2 - y)(2 l_2 - y) \quad \ldots \quad 60.$$

$$M_2 l_2 + 2 M_3 (l_2 + l_3) = Y_2 - \frac{1}{l_1} \Sigma Q y (l_2^2 - y^2) - \frac{1}{l_3} \Sigma T z (l_3 - z)(2 l_3 - z), \quad \ldots \quad 61.$$

Fig. 124.



wobei zur Abkürzung:

$$6 EJ \left[\frac{s_1 - s_2}{l_1} + \frac{s_3 - s_2}{l_2}\right] = Y_1 \quad \ldots \quad 62.$$

$$6 EJ \left[\frac{s_2 - s_3}{l_2} + \frac{s_4 - s_3}{l_3}\right] = Y_2 \quad \ldots \quad 63.$$

Bestimmt man hieraus M_2 und M_3, ferner mit Hilfe von Gl. 9 und 10 die Q' und Q'' für alle Felder, so erhält man schliefslich nach Gl. 11, wenn zur Abkürzung:

$$K = - Y_1 + \frac{1}{l_1} \Sigma Px (l_1^2 - x^2) + \frac{1}{l_2} \Sigma Q y (l_2 - y)(2 l_2 - y)$$

$$L = - Y_2 + \frac{1}{l_2} \Sigma Q y (l_2^2 - y^2) + \frac{1}{l_3} \Sigma T z (l_3 - z)(2 l_3 - z)$$

$N = l_2^2 - 4 (l_2 + l_3)(l_1 + l_2)$ eingeführt wird:

$$A_1 = \frac{2 (l_2 + l_3) K - l_2 L}{l_1 N} + \frac{\Sigma P (l_1 - x)}{l_1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 64.$$

$$A_2 = \frac{(2 l_1 + l_2)(l_1 + l_2) L - [2 (l_1 + l_2)(l_2 + l_3) + l_1 l_3] K}{l_1 l_2 N} + \frac{\Sigma Px}{l_1} + \frac{\Sigma Q (l_2 - y)}{l_2} \quad \ldots \quad 65.$$

$$A_3 = \frac{(2 l_3 + l_2)(l_3 + l_2) K - [2 (l_3 + l_2)(l_2 + l_1) + l_3 l_1] L}{l_2 l_3 N} + \frac{\Sigma Q y}{l_2} + \frac{\Sigma T (l_3 - z)}{l_3} \quad \ldots \quad 66.$$

$$A_4 = \frac{2 (l_2 + l_1) L - l_2 K}{l_3 N} + \frac{\Sigma Tz}{l_3} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 67.$$

Für den speciellen Fall gleich hoher Stützen und gleich grofser Aufsenöffnungen ist $Y_1 = Y_2 = o$ und $l_1 = l_3 = l$. Setzt man ferner $l_2 = ml$; $x = \lambda l$; $y = \mu l$; $z = \nu l$, so gestalten sich Gl. 64 bis 67, wie folgt:

$$A_1 = \Sigma P (1 - \lambda)\left\{1 - \frac{2\lambda(1+m)(1+\lambda)}{3m^2 + 8m + 4}\right\} - \Sigma Q \frac{\mu(m-\mu)}{m} \cdot \frac{m(4+3m) - \mu(2+3m)}{3m^2+8m+4} +$$
$$+ \Sigma T (1 - \nu) \cdot \frac{m\nu(1+\nu)}{3m^2 + 8m + 4} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 68.$$

$$A_2 = \Sigma P\lambda \left\{1 + \frac{(2 + 5m + 2m^2)(1 - \lambda^2)}{m(3m^2 + 8m + 4)}\right\} + \Sigma Q \frac{\mu(m-\mu)}{m^2} \cdot \left\{\frac{m(2 + 7m + 3m^2)}{3m^2 + 8m + 4} - \mu\right\} +$$
$$+ \Sigma Q \frac{m - \mu}{m} - \Sigma T\nu \frac{(2 + 3m + m^2)(1 - \nu^2)}{m(3m^2 + 8m + 4)} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 69.$$

A_3 wird aus Gl. 69 und A_4 aus Gl. 68 durch gegenseitiges Vertauschen von P mit T, λ mit ν und μ mit $(m - \mu)$ erhalten.

§ 14. Gleichförmige Belastung. Nach Gl. 6 und Textfig. 124 hat man:

$$2\,M_2\,(l_1 + l_2) + M_3\,l_2 = Y_1 - \frac{1}{4}\,q_1\,l_1^3 - \frac{1}{4}\,q_2\,l_2^3$$

$$M_2\,l_2 + 2\,M_3\,(l_2 + l_3) = Y_2 - \frac{1}{4}\,q_2\,l_2^3 - \frac{1}{4}\,q_3\,l_3^3$$

hieraus M_2 und M_3 und dann mit Hilfe der Gl. 11 bis 13:

$$A_1 = \frac{2\,(l_2 + l_3)\left[-Y_1 + \frac{1}{4}\,q_1 l_1^3 + \frac{1}{4}\,q_2\,l_2^3\right] - l_2\left[-Y_2 + \frac{1}{4}\,q_2 l_2^3 + \frac{1}{4}\,q_3\,l_3^3\right]}{l_1\,[l_2^2 - 4\,(l_1 + l_2)\,(l_2 + l_3)]} + \frac{1}{2}\,q_1\,l_1 \quad . \quad . \quad . \quad 70.$$

$$A_2 = \frac{(l_1 + l_2)\,(2\,l_1 + l_2)\left[\frac{1}{4}\,q_2\,l_2^3 + \frac{1}{4}\,q_3\,l_3^3 - Y_2\right] - [l_1\,l_2 + 2\,(l_1 + l_2)\,(l_2 + l_3)]\left[\frac{1}{4}\,q_1\,l_1^3 + \frac{1}{4}\,q_2\,l_2^3 - Y_1\right]}{l_1\,l_2\,[l_2^2 - 4\,(l_1 + l_2)\,(l_2 + l_3)]} +$$

$$+ \frac{1}{2}\,(q_1\,l_1 + q_2\,l_2) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 71.$$

A_3 ist aus Gl. 71 und A_4 aus Gl. 70 zu erhalten, wenn man für l_1, q_1, Y_1 beziehentlich l_3, q_3, Y_2 und umgekehrt einführt.

Speciell für gleich grofse und gleich belastete Aufsenfelder wird bei gleich hohen Stützen $l_1 = l_3 = l$; $l_2 = m\,l$; $q_1 = q_3 = q$; $Y_1 = Y_2 = o$, also:

$$A_1 = A_4 = \frac{3\,(2\,m + 1)}{4\,(3\,m + 2)}\cdot q\,l - \frac{m^3}{4\,(3\,m + 2)}\cdot q_2\,l \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 72.$$

$$A_2 = A_3 = \frac{6\,m + 5}{4\,(3\,m + 2)}\cdot q\,l + \frac{m\,(7\,m + 4)}{4\,(3\,m + 2)}\cdot q_2\,l \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 73.$$

Ist schliefslich $l_1 = l_2 = l_3 = l$ und $q_1 = q_2 = q_3 = q$, so erhält man:

$$A_1 = A_4 = \frac{4}{10}\,q\,l \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 74.$$

$$A_2 = A_3 = \frac{11}{10}\,q\,l \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 75.$$

§ 15. Maximalwerte der Transversalkräfte Q und Biegungsmomente M bei gleichförmiger Belastung mit q auf die Längeneinheit. In ähnlicher Weise wie in § 11 für zwei Felder gezeigt wurde, lassen sich auch die Belastungsscheiden für die ungünstigste Belastung eines Trägers mit 3 Feldern angeben und hiernach *max Q* und *max M* für die verschiedenen Querschnitte berechnen. Wir beschränken uns auf die Mitteilung der Zahlenresultate für $m = 0{,}4$, $0{,}3$ und $0{,}2$ in den folgenden Tabellen. Vorausgesetzt ist ein konstanter Querschnitt und die Unmöglichkeit des Abhebens des Balkens von den Stützen bei negativem Stützendrucke. g bedeutet das gleichförmig verteilte Eigengewicht des Balkens.

Transversalkräfte.
$m = 0{,}4$

λ und μ	Einflufs von g	Einflufs von p	
	Q	*max* (+ Q)	*max* (− Q)
1. Feld.		+	−
λ = 0	+ 0,5211	0,5278	0,0062
λ = 0,1	+ 0,3961	0,4109	0,0148
λ = 0,2	+ 0,2711	0,3113	0,0402
λ = 0,3	+ 0,1461	0,2282	0,0821
λ = 0,4	+ 0,0211	0,1609	0,1398
λ = 0,4169	0	0,1510	0,1510
λ = 0,5	− 0,1039	0,1089	0,2128
λ = 0,6	− 0,2289	0,0696	0,2985
λ = 0,7	− 0,3539	0,0429	0,3968
λ = 0,8	− 0,4789	0,0265	0,5054
λ = 0,9	− 0,6039	0,0184	0,6223
λ = 1,0	− 0,7289	0,0163	0,7452
2. Feld.		+	−
μ = 0	+ 0,2500	0,5755	0,3255
μ = 0,25	+ 0,1250	0,4647	0,3397
μ = 0,5	0	0,3854	0,3854
	$g\,l$	$p\,l$	$p\,l$

$max\,A_1 = 0{,}5211\,g\,l + 0{,}5274\,p\,l$
$max\,A_2 = 0{,}9789\,g\,l + 1{,}3207\,p\,l$
$min\,A_1 = 0{,}5211\,g\,l - 0{,}0063\,p\,l$
$min\,A_2 = 0{,}9789\,g\,l - 0{,}3418\,p\,l.$

Biegungsmomente.
$m = 0{,}4$

λ und μ	Einflufs von g	Einflufs von p	
	M	*max* (+ M)	*max* (− M)
1. Feld.		+	−
λ = 0	0	0	0
λ = 0,1	+ 0,05732	0,05810	0,00078
λ = 0,2	+ 0,09902	0,10058	0,00156
λ = 0,3	+ 0,12510	0,12744	0,00234
λ = 0,4	+ 0,13555	0,13868	0,00313
λ = 0,5	+ 0,13037	0,13428	0,00391
λ = 0,6	+ 0,10957	0,11426	0,00469
λ = 0,7	+ 0,07314	0,07861	0,00547
λ = 0,7328	+ 0,05779	0,06351	0,00572
λ = 0,8	+ 0,02266	0,04016	0,01750
λ = 0,8337	0	0,03042	0,03042
λ = 0,9	− 0,04658	0,02250	0,06908
λ = 1,0	− 0,12988	0,02034	0,15022
2. Feld.		+	−
μ = 0	− 0,12988	0,02034	0,15022
μ = 0,125	− 0,11621	0,00587	0,12208
μ = 0,25	− 0,10645	0,01563	0,12200
μ = 0,5	− 0,09864	0,02344	0,12208
	$g\,l^2$	$p\,l^2$	$p\,l^2$

Transversalkräfte.

$m = 0{,}3$

λ und μ	Einfluſs von g Q	Einfluſs von p $max\,(+Q)$	Einfluſs von p $max\,(-Q)$
1. Feld.		+	—
λ = 0	+ 0,5360	0,5397	0,0030
λ = 0,1	+ 0,4062	0,4183	0,0121
λ = 0,2	+ 0,2758	0,3149	0,0491
λ = 0,3	+ 0,1454	0,2290	0,0836
λ = 0,4	+ 0,0150	0,1592	0,1448
λ = 0,4115	0	0,1528	0,1528
λ = 0,5	— 0,1155	0,1062	0,2217
λ = 0,6	— 0,2459	0,0669	0,3128
λ = 0,7	— 0,3763	0,0403	0,4166
λ = 0,8	— 0,5068	0,0192	0,5260
λ = 0,9	— 0,6372	0,0166	0,6538
λ = 1,0	— 0,7677	0,0147	0,7824
2. Feld.		+	—
μ = 0	+ 0,1957	0,6682	0,4725
μ = 0,25	+ 0,0978	0,5817	0,4839
μ = 0,5	0	0,5199	0,5199
	gl	pl	pl

$max\,A_1 = 0{,}5367\,gl + 0{,}5397\,pl$
$max\,A_2 = 0{,}9633\,gl + 1{,}4506\,pl$
$min\,A_1 = 0{,}5367\,gl - 0{,}0030\,pl$
$min\,A_2 = 0{,}9633\,gl - 0{,}4873\,pl.$

$m = 0{,}2$

λ und μ	Einfluſs von g Q	Einfluſs von p $max\,(+Q)$	Einfluſs von p $max\,(-Q)$
1. Feld.		+	—
λ = 0	+ 0,5497	0,5507	0,0010
λ = 0,1	+ 0,4133	0,4239	0,0106
λ = 0,2	+ 0,2769	0,3165	0,0396
λ = 0,3	+ 0,1406	0,2270	0,0864
λ = 0,4	+ 0,0042	0,1564	0,1522
λ = 0,4031	0	0,1545	0,1545
λ = 0,5	— 0,1322	0,1019	0,2341
λ = 0,6	— 0,2685	0,0625	0,3310
λ = 0,7	— 0,4049	0,0361	0,4410
λ = 0,8	— 0,5413	0,0207	0,5620
λ = 0,9	— 0,6776	0,0136	0,6912
λ = 1,0	— 0,8140	0,0119	0,8259
2. Feld.		+	—
μ = 0	+ 0,1364	0,9112	0,7748
μ = 0,25	+ 0,0682	0,8512	0,7830
μ = 0,5	0	0,8081	0,8081
	gl	pl	pl

$max\,A_1 = 0{,}5497\,gl + 0{,}5508\,pl$
$max\,A_2 = 0{,}9503\,gl + 1{,}7370\,pl$
$min\,A_1 = 0{,}5497\,gl - 0{,}0011\,pl$
$min\,A_2 = 0{,}9503\,gl - 0{,}7867\,pl.$

Biegungsmomente.

$m = 0{,}3$

λ und μ	Einfluſs von g M	Einfluſs von p $max\,(+M)$	Einfluſs von p $max\,(-M)$
1. Feld.		+	—
λ = 0	0	0	0
λ = 0,1	+ 0,06150	0,06190	0,00040
λ = 0,2	+ 0,10598	0,10677	0,00079
λ = 0,3	+ 0,13345	0,13464	0,00119
λ = 0,4	+ 0,14391	0,14549	0,00158
λ = 0,5	+ 0,13735	0,13933	0,00198
λ = 0,6	+ 0,11378	0,11616	0,00238
λ = 0,7	+ 0,07320	0,07597	0,00277
λ = 0,7195	+ 0,06331	0,06616	0,00285
λ = 0,8	+ 0,01561	0,03584	0,02028
λ = 0,8229	0	0,03064	0,03064
λ = 0,9	— 0,05900	0,02084	0,07984
λ = 1,0	— 0,15062	0,01914	0,16976
2. Feld.		+	—
μ = 0	— 0,15062	0,01914	0,16976
μ = 0,1034	— 0,14353	0,00314	0,14667
μ = 0,25	— 0,13627	0,01040	0,14667
μ = 0,5	— 0,13149	0,01518	0,14667
	gl^2	pl^2	pl^2

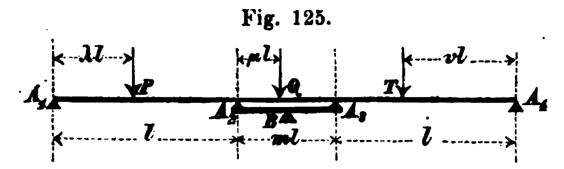
$m = 0{,}2$

λ und μ	Einfluſs von g M	Einfluſs von p $max\,(+M)$	Einfluſs von p $max\,(-M)$
1. Feld.		+	—
λ = 0	0	0	0
λ = 0,1	+ 0,06565	0,06581	0,00016
λ = 0,2	+ 0,11271	0,11304	0,00033
λ = 0,3	+ 0,14118	0,14167	0,00049
λ = 0,4	+ 0,15105	0,15170	0,00065
λ = 0,5	+ 0,14232	0,14314	0,00082
λ = 0,6	+ 0,11500	0,11598	0,00098
λ = 0,7	+ 0,06909	0,07023	0,00114
λ = 0,7044	+ 0,06664	0,06785	0,00121
λ = 0,8	+ 0,00458	0,03121	0,02663
λ = 0,8062	0	0,02994	0,02994
λ = 0,9	— 0,07853	0,01670	0,09523
λ = 1,0	— 0,18023	0,01624	0,19647
2. Feld.		+	—
μ = 0	— 0,18023	0,01624	0,19647
μ = 0,0769	— 0,17759	0,00121	0,17880
μ = 0,25	— 0,17326	0,00554	0,17880
μ = 0,5	— 0,17093	0,00787	0,17880
	gl^2	pl^2	pl^2

V. Homogener kontinuierlicher Balken mit drei Feldern auf balancierten Mittelstützen.

§ 16. Bestimmungsweise der Stützendrücke. Der Balken wird mit konstantem Querschnitte und aufserdem $l_1 = l_3$; $l_2 = ml$ vorausgesetzt. Die beiden mittleren Stützen sind an den Enden eines unelastisch gedachten Wagebalkens $A_2 A_3$ angebracht, welcher seinerseits auf der festen Stütze B ruht (Textfig. 125). Von Konstruktionswegen mufs dann bei jeder Belastung $A_2 = A_3$ sein. Eine im Abstande λl von A_1 befindliche Einzellast P ruft also denselben Stützendruck $(A_2) = (A_3)$ hervor wie die ebenso grofse Last P im Abstande $\nu l = \lambda l$ von A_4. Bezeichnet man daher die bei irgend einer Belastung an den Enden des Wagebalkens hervorgerufenen Stützendrücke mit $(A_2) = (A_3)$, dagegen diejenigen Stützendrücke, welche an denselben Stellen, bei derselben Belastung, jedoch bei unnachgiebigen Stützen erzeugt werden, mit A_2 und A_3, so ist stets

Fig. 125.



$$(A_2) = (A_3) = \frac{A_2 + A_3}{2} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 76.$$

Die Werte von A_2 und A_3 sind nach den unter IV. gegebenen Formeln bekannt. Ist $(A_2) = (A_3)$ nach Gl. 76 bestimmt, so ergeben sich die Stützendrücke (A_1) und (A_4) aus den Gleichgewichtsbedingungen:

$$(A_1) + (A_2) + (A_3) + (A_4) = \text{Summe sämtlicher Lasten} \quad \ldots\ldots \quad 77.$$

$$\left.\begin{array}{l} A_2 l = A_3 (1 + m) l + A_4 (2 + m) l = \text{Summe der Momente} \\ \text{sämtlicher Lasten bezüglich Punkt } A_1 \end{array}\right\} \quad \ldots\ldots \quad 78.$$

§ 17. Einzellasten. Befinden sich in dem ersten, zweiten und dritten Felde Einzellasten P, Q, T in den bezw. Abständen λl von A_1, μl von A_2 und νl von A_4 (vergl. Fig. 125), so erhält man mittels Einsetzens von A_2 und A_3 aus Gl. 59 in Gl. 76:

$$(A_2) = (A_3) = \frac{\Sigma P\lambda}{2}\left[1 + \frac{1-\lambda^2}{3m+2}\right] + \frac{\Sigma Q}{2}\left[1 + \frac{3\mu(m-\mu)}{3m+2}\right] + \frac{\Sigma T\nu}{2}\left[1 + \frac{1-\nu^2}{3m+2}\right] \ldots 79.$$

Aus den Gleichungen 77 und 78, welche jetzt heifsen:

$$(A_1) + 2(A_2) + (A_4) = \Sigma P + \Sigma Q + \Sigma T$$

$$(A_2)(2+m)l + (A_4)(2+m)l = \Sigma P.\lambda l + \Sigma Q(1+\mu)l + \Sigma T(2+m-\nu)l,$$

folgt dann ferner:

$$(A_1) = \Sigma P\left[1 - \lambda + \frac{m\lambda}{2(2+m)} - \frac{\lambda(1-\lambda^2)}{2(2+3m)}\right] + \Sigma Q\left[\frac{1}{2} - \frac{1+\mu}{2+m} - \frac{3\mu(m-\mu)}{2(2+3m)}\right] -$$
$$- \Sigma T\frac{\nu}{2}\left[\frac{1-\nu^2}{3m+2} + \frac{m}{2+m}\right] \quad \ldots\ldots \quad 80.$$

$$(A_4) = -\Sigma P\frac{\lambda}{2}\left[\frac{1-\lambda^2}{3m+2} + \frac{m}{2+m}\right] + \Sigma Q\left[\frac{1+\mu}{2+m} - \frac{3\mu(m-\mu)}{2(2+3m)} - \frac{1}{2}\right] +$$
$$+ \Sigma T\left[1 - \nu + \frac{m\nu}{2(2+m)} - \frac{\nu(1-\nu^2)}{2(2+3m)}\right] \quad \ldots\ldots \quad 81.$$

§ 18. Gleichförmig verteilte Lasten. Die Gröfse der Stützendrücke ist aus Gl. 79 bis 81 zu erhalten, indem man $P = q_1 . d(\lambda l) = q_1 l . d\lambda$ und entsprechend $Q = q_2 l . d\mu$, sowie $T = q_3 l . d\nu$ setzt und die Ausdrücke in Bezug auf die Veränderlichen λ, μ und ν innerhalb der Belastungsgrenzen integriert.

Für voll belastete Felder ergiebt sich

$$(A_1) = \frac{18m^2 + 35m + 14}{8(3m+2)(m+2)} . q_1 l - \frac{m^2}{4(3m+2)} . q_2 l - \frac{6m^2 + 5m + 2}{8(3m+2)(m+2)} . q_3 l \quad \ldots \quad 80^a.$$

$$(A_2) = (A_3) = \frac{6m+5}{8(3m+2)} . q_1 l + \frac{m(7m+4)}{4(3m+2)} . q_2 l + \frac{6m+5}{8(3m+2)} . q_3 l \quad \ldots \quad 79^a.$$

$$(A_4) = -\frac{6m^2 + 5m + 2}{8(3m+2)(m+2)} . q_1 l - \frac{m^2}{4(3m+2)} . q_2 l + \frac{18m^2 + 35m + 14}{8(3m+2)(m+2)} . q_3 l \quad \ldots \quad 81^a.$$

VI. Kontinuierliche Fachwerkbalken.

§ 19. Der Satz vom augenblicklichen Drehpunkte. Jede unendlich kleine Ortsveränderung einer der Form nach unveränderlichen Figur in ihrer Ebene kann als Drehung um einen gewissen augenblicklichen Drehpunkt angesehen werden. Man findet letzteren als Durchschnitt der Normalen an die

Fig. 126.

Bahnelemente zweier Punkte der sich bewegenden Figur. (Vergl. u. a. Ritter's analytische Mechanik, Kap. III, § 8.)

Ist A (Textfig. 126) ein Punkt der sich bewegenden Figur und O der augenblickliche Drehpunkt, so ist für einen sehr kleinen Drehungswinkel φ die vertikale Verschiebung A_1A_2 des Punktes A, dessen Horizontalabstand von O, $CA = x$ heifst:

$$A_1A_2 = AA_2 . \cos AA_2A_1 = AA_2 . \cos OAC = OA . \varphi . \cos OAC = x\varphi . \quad . \ 82.$$

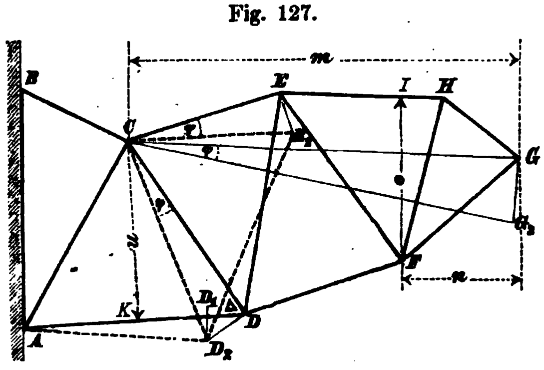


Fig. 127.

§ 20. Elastische Durchbiegung eines einseitig eingemauerten Fachwerkes. Setzt man zunächst voraus, dafs in dem Fachwerke ABG (Textfig. 127) nur der eine Untergurtstab AD elastisch ist, und dafs dieser infolge der Wirkung der äufseren Kräfte sich um $DD_1 = \Delta$ verkürzt, so beschreibt hierbei D den kleinen Kreisbogen DD_2 mit dem Halbmesser CD, und ebenso E den Kreisbogen EE_2 mit dem Halbmesser CE um C. Der Punkt C ist also nach § 19 der augenblickliche Drehpunkt für die ganze, der Form nach unveränderliche Figur $CDEFGH$. Die Gröfse des sehr kleinen Drehungswinkels φ ergiebt sich zu $\varphi = tang\,\varphi = \frac{DD_2}{CD} = \frac{DD_1}{CK} = \frac{\pm\Delta}{u}$. Das Vorzeichen richtet sich danach, ob Δ einer Verlängerung oder einer Verkürzung entspricht. Nach Gl. 82 ist also z. B. für den Punkt G, da hier $x = m$ ist, wenn man die lotrechte Verschiebung von G mit δ_1 bezeichnet:

$$\delta_1 = m\varphi = \pm m\frac{\Delta}{u} \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ 83.$$

In ganz ähnlicher Weise findet man, wenn nur ein Stab, z. B. EH des Obergurtes elastisch ist, als lotrechte Verschiebung δ_2 des Punktes G, da nunmehr der augenblickliche Drehpunkt in F sich befindet:

$$\delta_2 = n\varphi = \mp n\frac{\Delta}{o} \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ 84.$$

Verändert nur ein Füllungsglied, z. B. AC seine Länge (Textfig. 128) um $CC_1 = \Delta$, so beschreibt hierbei der Punkt C den kleinen Kreisbogen CC_2 mit dem Halbmesser BC, und ebenso der Punkt D den Kreisbogen DD_1 mit dem Halbmesser AD um A. Nach § 18 ist also der Durchschnitt O von BC und AD der augenblickliche Drehpunkt für die ganze unveränderliche Figur $CDEFG$. Die Gröfse des Drehungswinkels ist:

$$\varphi = tang\,\varphi = \frac{CC_2}{OC} = \frac{CC_1}{OK} = \pm\frac{\Delta}{s}$$

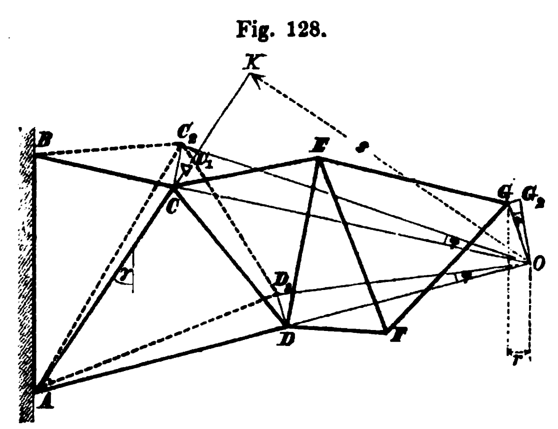


Fig. 128.

und folglich die vertikale Verschiebung δ_3 von G nach Gl. 82:

$$\delta_3 = r . \varphi = \pm r\frac{\Delta}{s} \quad . \ . \ . \ . \ . \ 85.$$

Für Parallelträger wird

$$\frac{s}{r} = \cos\gamma, \text{ also } \delta_3 = \pm\frac{\Delta}{\cos\gamma} \quad . \ . \ 85^a.$$

Nach den Formeln 83 bis 85 ist es also leicht die vertikale Verschiebung irgend eines Knotenpunktes des Fachwerkes zu bestimmen, welche infolge der Längenänderung eines Fachwerkstabes entsteht. Dieselbe ist gleich dieser Längenänderung mal dem wagerechten Abstande des entsprechenden augenblicklichen Drehpunktes von dem betreffenden Knotenpunkte und geteilt durch die Länge der Senkrechten von dem augenblicklichen Drehpunkt auf den seine Länge ändernden Stab. Der augen-

blickliche Drehpunkt ist aber der Durchschnittspunkt derjenigen beiden Stäbe, welche aufser dem betrachteten Stabe von einem geraden Schnitte getroffen werden können.

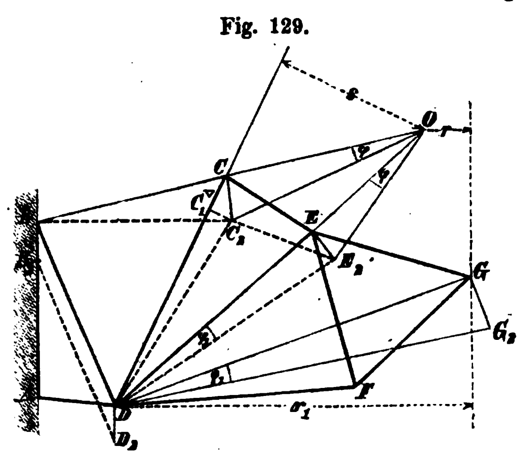


Fig. 129.

Eine besondere Erläuterung erfordert noch der in Textfig. 129 dargestellte Fall, wenn der seine Länge ändernde Stab CD durch keinen geraden Schnitt getroffen werden kann, welcher nur durch drei, nicht in einem Knotenpunkte zusammenlaufende Stäbe hindurchgeht. Es beschreibt in diesem Falle C den kleinen Bogen CC_1 um B, und E den kleinen Bogen EE_2 um D. Der augenblickliche Drehpunkt für CE ist also O und zwar ist:

$$\varphi = tang\, \varphi = \frac{CC_2}{OC} = \frac{CC_1}{OK} = \pm \frac{\Delta}{s}.$$

Der ganze der Form nach unveränderliche Fachwerkteil $DEFG$ dreht sich um den unbeweglichen Knotenpunkt D, wobei der Drehwinkel φ_1 sich zu

$$\varphi_1 = tang\, \varphi_1 = \frac{EE_2}{ED} = \frac{EO \cdot \varphi}{ED}$$

und folglich nach Gl. 82 die lotrechte Verschiebung δ_3 des Knotenpunktes G sich zu

$$\delta_3 = r_1 \varphi_1 = r_1 \frac{EO \cdot \varphi}{ED} = \pm \frac{EO}{ED} \cdot \frac{r_1 \cdot \Delta}{s} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 85^b.$$

ergiebt. — Ist schliefslich nur der Knotenpunkt A fest, dagegen B längs AB beweglich, so liegt, da D den kleinen Kreisbogen DD_2 um A beschreibt, der entsprechende augenblickliche Drehpunkt im Durchschnitte von AD mit der in B auf AB errichteten Senkrechten.

Die wirkliche, d. h. die der Längenänderung sämtlicher Fachwerkstäbe entsprechende lotrechte Verschiebung δ' von G wird durch Summierung zu

$$\delta' = \Sigma \delta_1 + \Sigma \delta_2 + \Sigma \delta_3 \quad \ldots \ldots \ldots \quad 86.$$

erhalten, worin die einzelnen δ_1, δ_2 und δ_3 nach Gl. 83 bis 85^a zu berechnen sind. Was die Längenänderungen Δ selbst der einzelnen Stäbe anlangt, so ergeben sie sich bekanntlich zu

$$\Delta = \frac{Sl}{FE}, \quad \ldots \ldots \ldots \quad 87.$$

worin S den im Stabe wirkenden Zug oder Druck, F den gegebenen Stabquerschnitt, l die Stablänge und E den Elasticitätsmodul bedeutet.[11])

§ 21. Elastische Durchbiegung eines schief eingemauerten Fachwerkbalkens. Die Formel 86 für die lotrechte Verschiebung des Balkenendes G ist zwar für die Voraussetzung einer lotrechten Lage von AB abgeleitet worden. Doch sieht man aus dem Gange der Rechnung leicht ein, dafs (ähnlich wie in § 1) dieselbe auch für eine schwach geneigte Lage von AB angenähert ihre Richtigkeit behält.

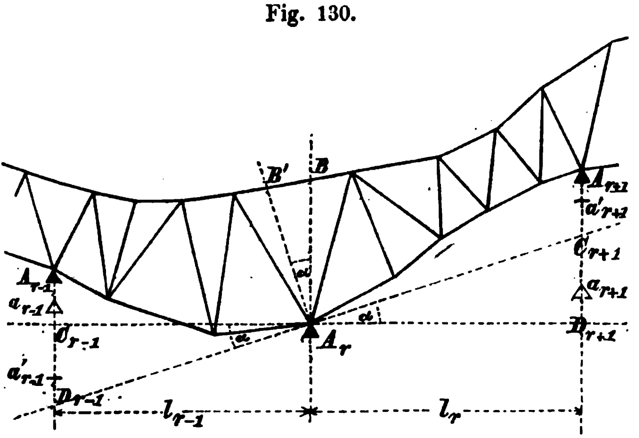


Fig. 130.

§ 22. Behandlung kontinuierlicher Fachwerkbalken.[12]) Die normalen d. h. die der natürlichen Fachwerkform entsprechenden Stützenhöhen mögen von einem unterhalb gelegenen Horizonte gemessen $\ldots \sigma_{r-1}$, σ_r, $\sigma_{r+1} \ldots$ heifsen, während wie in § 3 $\ldots s_{r-1}$, s_r, $s_{r+1} \ldots$ die Höhen der wirklich vorhandenen Stützen $\ldots A_{r-1}$, A_r, $A_{r+1} \ldots$ über demselben Horizonte bezeichnen. Die Abweichungen $(\sigma_{r-1} - s_{r-1})$, $(\sigma_r - s_r)$ u. s. w. von der normalen Stützenlage werden nur klein vorausgesetzt.

Denkt man sich in dem kontinuierlichen Fachwerke, welches auf seinen normalen Stützen a_{r-1}, $a_r = A_r$, a_{r+1} ruht und unbelastet ist, einen lotrechten Schnitt $A_r B$ (Textfig. 130)

[11] und [12]) Andere Behandlungsweisen der vorliegenden Aufgaben siehe Kapitel IX dieses Handbuches.

geführt, so wird dieser Schnitt, wenn das Fachwerk auf den wirklich vorhandenen Stützen A_{r-1}, A_r, A_{r+1} zu ruhen gezwungen und außerdem belastet wird, in eine geneigte Lage $A_r B'$ übergehen. Man kann nun das in diesem Zustande befindliche Fachwerk als ein in $A_r B'$ eingemauertes ansehen, welches durch die Wirkung der äußeren Kräfte einerseits in die Form $A_r B' A_{r-1}$, andererseits in die Form $A_r B' A_{r+1}$ gebracht worden ist. Für die Tangente des Winkels α, den die Normale $D_{r-1}\, C_{r+1}$ zum Einmauerungsquerschnitt $A_r B'$ mit der Horizontalen $C_{r-1}\, D_{r+1}$ bildet, erhält man die beiden Ausdrücke

$$\frac{C_{r-1}\, D_{r-1}}{l_{r+1}} \quad \text{und} \quad \frac{C_{r+1}\, D_{r+1}}{l_{r+1}},$$

welche einander gleich sein müssen, da der Querschnitt $A_r B'$ beiden Balkenteilen gemeinschaftlich geblieben ist.

Trägt man von D_{r-1} die Strecke $D_{r-1}\, a'_{r-1} = C_{r-1}\, a_{r-1} = (\sigma_{r-1} - \sigma_r)$ auf so ist a'_{r-1} die normale Stütze für den in $A_r B'$ eingemauerten Balken; hier würde sich also der Untergurt des Fachwerkes befinden, wenn dasselbe frei und unbelastet aus der Wand $A_r B'$ herausragte. Die Strecke $a'_{r-1}\, A_{r-1}$ ist demnach diejenige Durchbiegung δ'_{r-1} des Fachwerkes, welche infolge der Wirkung der äußeren Kräfte entsteht und welche nach Formel 86 zu berechnen ist.

Ganz entsprechend ist auf der anderen Seite, wenn man $C_{r+1}\, a'_{r+1} = D_{r+1}\, a_{r+1} = (\sigma_{r+1} - \sigma_r)$ macht, $a'_{r+1}\, A_{r+1} = \delta'_{r+1}$ die nach Gl. 86 zu berechnende Durchbiegung.[13] Man erhält nunmehr:

$$tang\,\alpha = \frac{C_{r-1}\, D_{r-1}}{l_{r-1}} = \frac{A_{r-1}\, a'_{r-1} + a'_{r+1}\, D_{r-1} - A_{r-1}\, C_{r-1}}{l_{r-1}} = \frac{\delta'_{r-1} + (\sigma_{r-1} - \sigma_r) - (s_{r-1} - s_r)}{l_{r-1}},$$

$$tang\,\alpha = \frac{C_{r+1}\, D_{r+1}}{l_r} = \frac{A_{r+1}\, D_{r+1} - (C_{r+1}\, a'_{r+1} + a'_{r+1}\, A_{r+1})}{l_r} = \frac{(s_{r+1} - s_r) - (\sigma_{r+1} - \sigma_r) - \delta'_{r+1}}{l_r}.$$

Hierin sind die Durchbiegungen δ'_{r-1} und δ'_{r+1} als positiv eingeführt, wenn sie nach unten gerichtet sind. Aus beiden Gleichungen folgt:

$$\frac{\delta'_{r+1} + (\sigma_{r-1} - \sigma_r) - (s_{r-1} - s_r)}{l_{r-1}} = \frac{-\delta'_{r+1} - (\sigma_{r+1} - \sigma_r) + (s_{r+1} - s_r)}{l_r} \quad \ldots \quad 88.$$

Dies ist die Grundgleichung für die kontinuierlichen Fachwerkbalken. Die σ und die s sind gegebene Größen und bei geradem Untergurte auf gleich hohen Stützen durchweg $= o$. Die nach Gl. 86 mit Hilfe von Gl. 87 zu berechnenden δ' hängen von den inneren Kräften S in den einzelnen Fachwerkstäben ab. Diese Züge oder Drücke S lassen sich bekanntlich (nach der sog. statischen Momenten-Methode) durch die Biegungsmomente M der äußeren Kräfte am abgeschnittenen Balkenstücke ausdrücken. Da nun aber für irgend ein $r$tes Feld nach Gl. 3:

$$M = \mathfrak{M} + M_r + \frac{M_{r+1} - M_r}{l_r}\, x,$$

so wird Gl. 88 schließlich als Unbekannte nur die Stützenmomente M_{r-1}, M_r, M_{r+1} enthalten. Sie erscheint demnach als Verallgemeinerung der Gl. 4 und dient wie jene bei mehrfacher Wiederholung auf je zwei benachbarte Felder zunächst zur Berechnung sämtlicher Stützenmomente, und dann, mit Hilfe der Gl. 9 bis 13, auch der Transversalkräfte und der Stützendrücke des kontinuierlichen Fachwerkbalkens.

§ 23. Kontinuierlicher Fachwerkbalken mit zwei gleichen Feldern und symmetrischer Belastung. Der Querschnitt $A_2 B$ bleibt lotrecht. Es genügt, die eine Balkenhälfte zu behandeln. Drückt man nach Gl. 86 aus, daſs die Durchbiegung δ' des Balkenendes A_1 gerade gleich der gegebenen Abweichung der Endstützen von der Normallage ist, so ergiebt sich unmittelbar der Stützendruck $A_1 = A_3$. In dieser Weise sind die in § 55 mitgeteilten Resultate gefunden worden.

VII. Bestimmung der elastischen Linie für einige Fälle des kontinuierlichen homogenen Balkens.

§ 24. Kontinuierlicher Balken mit 2 Feldern. Gleichförmige Belastung q_1 bezw. q_2 für die Längeneinheit des ersten bezw. des zweiten Feldes. Stützenordinaten s_1, s_2, s_3 (Textfig. 131) über Horizont.

[13]) Da α nur klein ist, so genügt es nach § 21 für die Berechnung der δ' mittels Gl. 86, den Einmauerungsquerschnitt lotrecht wie $A_r B$ statt $A_r B'$ anzunehmen.



1. J konstant.

Denkt man sich den Balken nach seiner Formänderung in A_3 unter dem Winkel α, den die Tangente an die elastische Linie dort mit dem Horizonte bildet, eingemauert, so folgt aus Gl. 1[a], wenn das dem x entsprechende y von der Wagerechten durch A_3 positiv nach unten gerechnet, während der Abstand irgend eines Querschnittes von A_1 mit ξ bezeichnet wird:

$$y = \int_x^{l_1} \frac{M(\xi - x)\,d\xi}{EJ} + (l_1 - x)\,tang\,\alpha = \frac{1}{EJ}\int_x^{l_1}\left(-A_1\xi + \frac{q_1\xi^2}{2}\right)(\xi - x)\,d\xi + (l_1 - x)\,tang\,\alpha \quad . \; 89.$$

Hieraus, da für $x = o$, $y = s_2 - s_1$ sein mufs:

$$EJy = EJ\,\frac{(s_2 - s_1)(l_1 - x)}{l_1} + (l_1^2 - x^2)\,\frac{A_1 x}{6} - (l_1^3 - x^3)\,\frac{q_1 x}{24} \; \ldots\ldots \; 90.$$

Entsprechend für das Feld l_2:

$$EJy = EJ\,\frac{(s_2 - s_3)(l_2 - x_1)}{l_2} + (l_2^2 - x^2)\,\frac{A_3 x_1}{6} - (l_2^3 - x_1^3)\,\frac{q_2 x_1}{24} \; \ldots\ldots \; 91.$$

A_1 und A_3 sind aus Gl. 23 und 25 zu entnehmen.

Fig. 131.

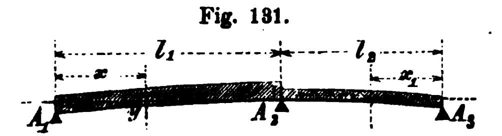
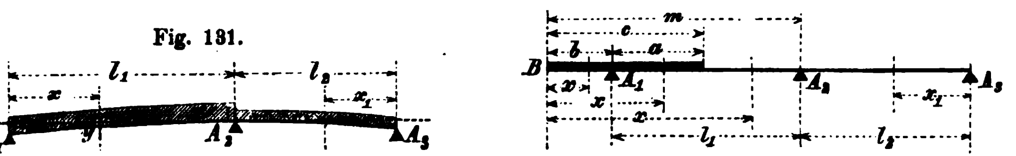


Fig. 132.



Erstreckt sich eine gleichförmige Belastung k für die Längeneinheit nur über das Stück $a + b$ in der Nähe einer Stütze A_1 (Textfig. 132), so erhält man bei gleich hohen Stützen, wenn die x von B aus gemessen werden:

a. wenn der betreffende Punkt der elastischen Linie zwischen B und A_1 liegt und die Abscisse des laufenden Querschnittes ξ genannt wird,

$$y = \int_x^m \frac{M(\xi - x)\,d\xi}{EJ} + (m - x)\,tang\,\alpha = \int_x^m \frac{-A_1(\xi - b)(\xi - x)\,d\xi}{EJ} + \int_x^c \frac{k\xi^2(\xi - x)}{2EJ}\,d\xi +$$

$$+ \int_c^m \frac{kc(2\xi - c)(\xi - x)}{2EJ}\,d\xi + (m - x)\,tang\,\alpha \; \ldots\ldots \; 92.$$

$$EJy = -A_1\frac{(m-b)^2(2m + b - 3x)}{6} + k\left[\frac{(c-x)^2(3c^2 + 2cx + x^2)}{24} + \frac{c(m-c)(4m^2 + mc + c^2 - 6mx)}{12}\right] +$$
$$+ EJ(m - x)\,tang\,\alpha \; \ldots\ldots \; 93.$$

Hierin ist A_1 aus Gl. 31 einzusetzen, während $tang\,\alpha$ aus der Bedingung, dafs für $x = b$, $y = o$ sein mufs, folgt:

$$EJ\,tang\,\alpha = A_1\frac{(m - b)^2}{3} - \frac{g}{m - b}\left[\frac{(c-b)^2(3c^2 + 2cb + b^2)}{24} + \frac{c(m-c)(4m^2 + mc + c^2 - 6nb)}{12}\right]. \; 94.$$

b. Wenn der betreffende Punkt zwischen A_1 und C liegt, erhält man in ähnlicher Weise:

$$EJy = -A_1\frac{(m-x)^2(2m + x - 3b)}{6} + k\left[\frac{(c-x)^2 3c^2 + 2cx + x)^2}{24} + \frac{c(m-c)(4m^2 + mc + c^2 - 6mx)}{12}\right] +$$
$$+ EJ(m - x)\,tang\,\alpha \; \ldots\ldots \; 95.$$

c) Wenn der betreffende Punkt zwischen C und A_3 sich befindet:

$$EJy = -A_1\frac{(m - x)^2(2m + x) - 3b)}{6} + \frac{kc(m - x)^2(4m + 2x - 3c)}{12} + EJ(m - x)\,tang\,\alpha \quad . \; . \; 96.$$

Für $tang\,\alpha$ ist stets der Wert aus Gl. 94 einzusetzen. In dem Felde l_2 erhält man ganz entsprechend wie Gl. 91:

$$EJy = (l_2^2 - x_1^2)\,\frac{A_3 x_1}{6}, \; \ldots\ldots \; 97.$$

worin A_3 aus Gl. 33 einzusetzen ist.

2. J veränderlich.

In diesem Falle sind die in Gl. 89 vorkommenden Integrale mit Hilfe der Gleichungen 39 bis 42 zu berechnen.

Ferner hat man für den in Fig. 132 dargestellten Belastungszustand, wenn der betreffende Punkt zwischen B und A_1 liegt (entsprechend der Gl. 92), in abgekürzter Schreibweise:

$$y = \int_b^m \varphi(\xi)\,d\xi + \int_x^c \psi(\xi)\,d\xi + \int_c^m \chi(\xi)\,d\xi + (m-x)\,tang\,\alpha \quad \ldots \ldots \ldots \quad 93^a.$$

und ähnlich, wenn der betreffende Punkt zwischen A_1 und C liegt:

$$y = \int_x^m \varphi(\xi)\,d\xi + \int_x^c \psi(\xi)\,d\xi + \int_c^m \chi(\xi)\,d\xi + (m-x)\,tang\,\alpha \quad \ldots \ldots \ldots \quad 95^a.$$

sowie schliefslich, wenn der betreffende Punkt sich zwischen C und A_2 befindet:

$$y = \int_x^m \varphi(\xi)\,d\xi + \int_x^m \psi(\xi)\,d\xi + (m-x)\,tang\,\alpha \quad \ldots \ldots \ldots \quad 96^a.$$

Die Berechnung der Integrale erfolgt auch hier nach Gl. 39 bis 42. Zur Bestimmung von $tang\,\alpha$ gilt die Bedingung, dafs in A_1 man $y = s_2 - s_1$ erhalten mufs. Die Werte von A_1 und A_2 ergeben sich leicht, wenn M_2 bestimmt ist. Letzteres ist nach Anleitung von § 7 aus Gl. 4 zu erhalten, indem man $M_1 = -\frac{kb^2}{2}$ und $M_3 = o$ einsetzt.

Anstatt obige Integrale zu berechnen, kann man dieselben auch konstruieren. Zu diesem Zwecke berücksichtige man, dafs das Integral $\int \frac{M}{EJ}(\xi - x)\,d\xi$ auch $\frac{1}{EJ_0}\int \frac{J_0 M}{J}(\xi - x)\,d(\xi - x)$ (vergleiche Gl. 89, 92) geschrieben werden kann, wobei J_0 ein beliebiges konstantes Trägheitsmoment eines Balkenquerschnittes bedeutet. Da nun die Biegungsmomente M, bei gegebener Belastung des Balkens, für jedes x bekannt sind, so läfst sich leicht die „reduzierte Momentenfläche" zeichnen, deren Ordinaten den $\frac{J_0}{J}M$ entsprechen (ähnlich wie in § 10, Fig. 122, wo jedoch die $\mathfrak{M}$ für einen einfachen Balken statt der jetzigen M für einen kontinuierlichen Balken aufzutragen waren). Obiges Integral stellt nun nichts anderes dar, als das in Bezug auf die Lotrechte bei x (beziehentlich x_1) genommene statische Moment desjenigen Stückes der reduzierten Momentenfläche, welches sich von A_2 bis zum Querschnitte bei x (bezw. x_1) erstreckt.

Fafst man daher die reduzierte Momentenfläche als Belastungsfläche auf und konstruiert mit einem beliebigen Polabstande H die dieser Belastung entsprechende Seilkurve, deren Tangente in A_2 wagerecht liegt und deren Punkt-Ordinaten unterhalb dieser Wagerechten $+\eta_x$ heifsen mögen, so ist z. B. mit Bezug auf Gl. 89:

$$\int_x^{l_1} \frac{M}{EJ}(\xi - x)\,d\xi = \frac{H}{EJ_0}\cdot\eta_x$$

und folglich, nach Gl. 89:

$$y = \frac{H}{EJ_0}\cdot\eta_x + (l_1 - x)\,tang\,\alpha.$$

Da nun aber für $x = o$, $y = s_2 - s_1$ sein mufs, so folgt, wenn η_x für $x = o$ mit η_1 bezeichnet wird,

$$tang\,\alpha = \frac{s_2 - s_1}{l_1} - \frac{H}{EJ_0}\cdot\frac{\eta_1}{l_1}$$

und daher:

$$y_x = \frac{(s_2 - s_1)(l_1 - x)}{l_1} + \frac{H}{EJ_0}\left(\eta_x + \frac{l_1 - x}{l_1}\cdot\eta_1\right) \quad \ldots \ldots \ldots \quad 98.$$

§ 25. Beiderseits überhängender Balken vom Eigengewichte g auf die Längeneinheit, welcher über das Stück $BC = c$ mit einer gleichförmigen Last k auf die Längeneinheit belastet ist (Textfig. 133). Die Abscissen x zählen wir von B aus; die Ordinaten y positiv unterhalb der Horizontalen durch $N_1 N_2$.

Fig. 133.

1. J konstant.

Denkt man sich den Balken nach der Formänderung in N_2 unter dem Winkel β, den die Tangente an die elastische Linie mit dem Horizonte bildet, eingemauert, so folgt nach Gl. 1^a, wenn abkürzungshalber $a_1 + a_2 = e$ gesetzt wird:

a. Wenn der betreffende Punkt der elastischen Linie zwischen B und C liegt:

$$y = \int_x^e \frac{M(\xi - x)\,d\xi}{EJ} + (e-x)\,tang\,\beta = \int_{a_1}^e \frac{-N_1(\xi - a_1)(\xi - x)\,d\xi}{EJ} + \int_x^c \frac{k\xi^2(\xi - x)\,d\xi}{EJ} +$$

$$+ \int_c^e \frac{kc(2\xi - c)(\xi - x)\,d\xi}{2EJ} + \int_x^e \frac{g\xi^2(\xi - x)\,d\xi}{2EJ} + (e-x)\,tang\,\beta \quad \ldots\ldots \quad 99.$$

$$EJy = -N_1\frac{(e-a_1)^2(2e+a_1-3x)}{6} + k\left[\frac{(c-x)^2(3c^2+2cx+x^2)}{24} + \frac{c(e-c)(4e^2+ec+c^2-6ex)}{12}\right] +$$

$$+ \frac{g(e-x)^2(3e^2+2ex+x^2)}{24} + EJ(e-x)\,tang\,\beta \quad \ldots\ldots \quad 100.$$

Hierin ist:
$$N_1 = \frac{g(e^2-a_2^2)+kc(2e-c)}{2a_2} \quad \ldots\ldots \quad 101.$$

und $tang\,\beta$ aus Gl. 103 einzusetzen.

b. Wenn der betreffende Punkt zwischen C und N_1 liegt, so erhält man in ähnlicher Weise:

$$EJy = -N_1\frac{(e-a_1)^2(2e+a_1-3x)}{6} + \frac{kc(e-x)^2(4e+2x-3c)}{12} +$$

$$+ \frac{g(e-x)^2(3e^2+2ex+x^2)}{24} + EJ(e-x)\,tang\,\beta \quad \ldots\ldots \quad 102.$$

Für $x = a_1$ ist $y = o$, folglich:

$$EJ\,tang\,\beta = \frac{N_1 a_2^3}{3} - \frac{kca_2(4e+2a_1-3c)}{12} - \frac{ga_2(3e^2+2ea_1+a_1^2)}{24} \quad \ldots \quad 103.$$

c. Wenn der betreffende Punkt zwischen N_1 und N_2 liegt:

$$EJy = -N_1\frac{(e-x^2)(2e+x-3a_1)}{6} + \frac{kc(e-x)^2(4e+2x-3c)}{12} +$$

$$+ \frac{g(e-x)^2(3e^2+2ex+x^2)}{24} + EJ(e-x)\,tang\,\beta \quad \ldots\ldots \quad 104.$$

Für $tang\,\beta$ ist der Wert aus Gl. 103 zu entnehmen.

d. Befindet sich der betreffende Punkt zwischen D und N_2 im Abstande x_1 von D, so hat man nach Gl. 1ª:

$$y = \int_{x_1}^{a_2} \frac{g\xi^2(\xi - x_1)\,d\xi}{2EJ} - (a_2-x_1)\,tang\,\beta = \frac{g(a_2-x_1)^2(3a_2^2+2a_2x_1+x_1^2}{24EJ} -$$

$$-(a_2-x_1)\,tang\,\beta \quad \ldots\ldots \quad 105.$$

Hierin ist $tang\,\beta$ aus Gl. 103 einzusetzen.

2. J veränderlich.

Für den Fall a. gilt Gl. 99, welche wir abgekürzt schreiben:

$$y = \int_{a_1}^e \varphi(\xi)\,d\xi + \int_c^e \psi(\xi)\,d\xi + \int_x^e \chi(\xi)\,d\xi + (e-x)\,tang\,\beta \quad \ldots\ldots \quad 100^a.$$

und ähnlich für die Fälle b., c. und d. beziehentlich:

$$y = \int_{a_1}^e \varphi(\xi)\,d\xi + \int_x^e \psi(\xi)\,d\xi + \int_x^e \chi(\xi)\,d\xi + (e-x)\,tang\,\beta \quad \ldots\ldots \quad 102^a.$$

$$y = \int_x^e \varphi(\xi)\,d\xi + \int_x^e \psi(\xi)\,d\xi + \int_x^e \chi(\xi)\,d\xi + (e-x)\,tang\,\beta \quad \ldots\ldots \quad 104^a.$$

$$y = \int_{x_1}^{a_2} \chi(\xi)\,d\xi - (a_2-x_1)\,tang\,\beta \quad \ldots\ldots \quad 105^a.$$

$tang\,\beta$ bestimmt sich aus der Bedingung $y = o$ für $x = a_1$. Die Integrale sind nach den Formeln 39 bis 42 zu berechnen.

Will man die Integrale konstruieren, so ist (vergl. den vorigen Paragraphen) zunächst die „reduzierte Momentenfläche“ mit den Ordinaten $\frac{J_0}{J}M$ zu bilden und für diese, als Belastungsfläche, eine durch

den Stützpunkt N_2 mit einer wagerechten Tangente hindurchgehende Seilkurve zu zeichnen. Heifst der hierbei benutzte Polabstand H und bezeichnet man die unterhalb der Wagerechten durch N_2 sich erstreckenden Punkt-Ordinaten der Seilkurve mit $+\eta_x$, so ist (vergl. Gl. 99)

$$\int_x^e \frac{M}{EJ}(\xi - x)\,d\xi = \frac{H}{EJ_0}\cdot\eta_x$$

und folglich, nach Gl. 99:

$$y = \frac{H}{EJ_0} + (e - x)\,tang\,\beta.$$

Da nun aber für $x = a_1$, $y = o$ sein mufs, so folgt, wenn η_x für $x = a_1$ mit η_1 bezeichnet wird,

$$tang\,\beta = -\frac{H}{EJ_0}\cdot\frac{\eta_1}{e - a_1}$$

und daher:

$$y = \frac{H}{EJ_0}\left(\eta_x - \frac{e - x}{e - a_1}\cdot\eta_1\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 106.$$

Litteratur

(zugleich Quellennachweis)

Theoretische Untersuchungen betreffend.

Broekhans. Recherches sur la détermination des fatigues que subissent les longerons dans les ponts tournants. Ann. du génie civil 1873, S. 394.
(Nach Ann. des travaux publics de Belgique. 1871.)

Ritter. Anwendung der graphischen Theorie des kontinuierlichen Trägers auf Drehbrücken. Notizbl. d. techn. Ver. zu Riga 1874, S. 61.

Michaëlis. Hoogte van opzetting der draaibruggen. Tijdschrift van het k. Inst. van Ing. Bijlage 16. 1872/73, S. 104.

Herschel. On the principles of the construction of revolving drawbridges. Transact. of the americ. soc. of civ. eng. März 1875, S. 395.

De Savornin Lohman. Eenige formules en opmerkingen betreff. draaibruggen mit 2 gelijke openingen bij willekeurige opzetting der uitenden. Tijdschr. van het k. Inst. van Ing. 1875/76.

Du Bois. Continuous girders and draw spans. Journ. of the Franklin Inst. 1876, 2. Sem., S. 17, 105, 348.

Bender und Herschel. Meinungsaustausch über kontinuierliche Träger, deren Theorie, deren Mängel, mit besonderer Rücksicht auf Drehbrücken. Journ. of the americ. soc. of civil engineers, 1876, Mai und Juli, S. 147—198; 219—285.

Gaudard. Études sur les conditions de résistance des ponts tournants. Ann. du génie civ. 1877, Juni, S. 329, (sowie in Minutes of proceed. of the Inst. of civ. eng. 1876/77).

De Savornin Lohman. Over de vorm der liggers van draaibruggen, beschouwd in verband met de vereischte dwarsdorsneden et met den arbeit der opzetting. Tijdschrift van het k. Inst. van Ing. 1877/78, S. 261.

Kupferschmid. Verallgemeinerung der Clapeyron'schen Gleichungen für kontinuierliche Balken bei Schiffbrücken. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1880, S. 157.

M. W. J. s'Gravesande Guicherit en J. C. van de Poll. Eenige formules omtrent draaibruggen met ongelijke armen. Tijdschrift van het k. Inst. van Ing. 1886/87, S. 89.

Sachregister

der dritten Abteilung.

Druck von Rud. Bechtold & Comp., Wiesbaden.

Atlas

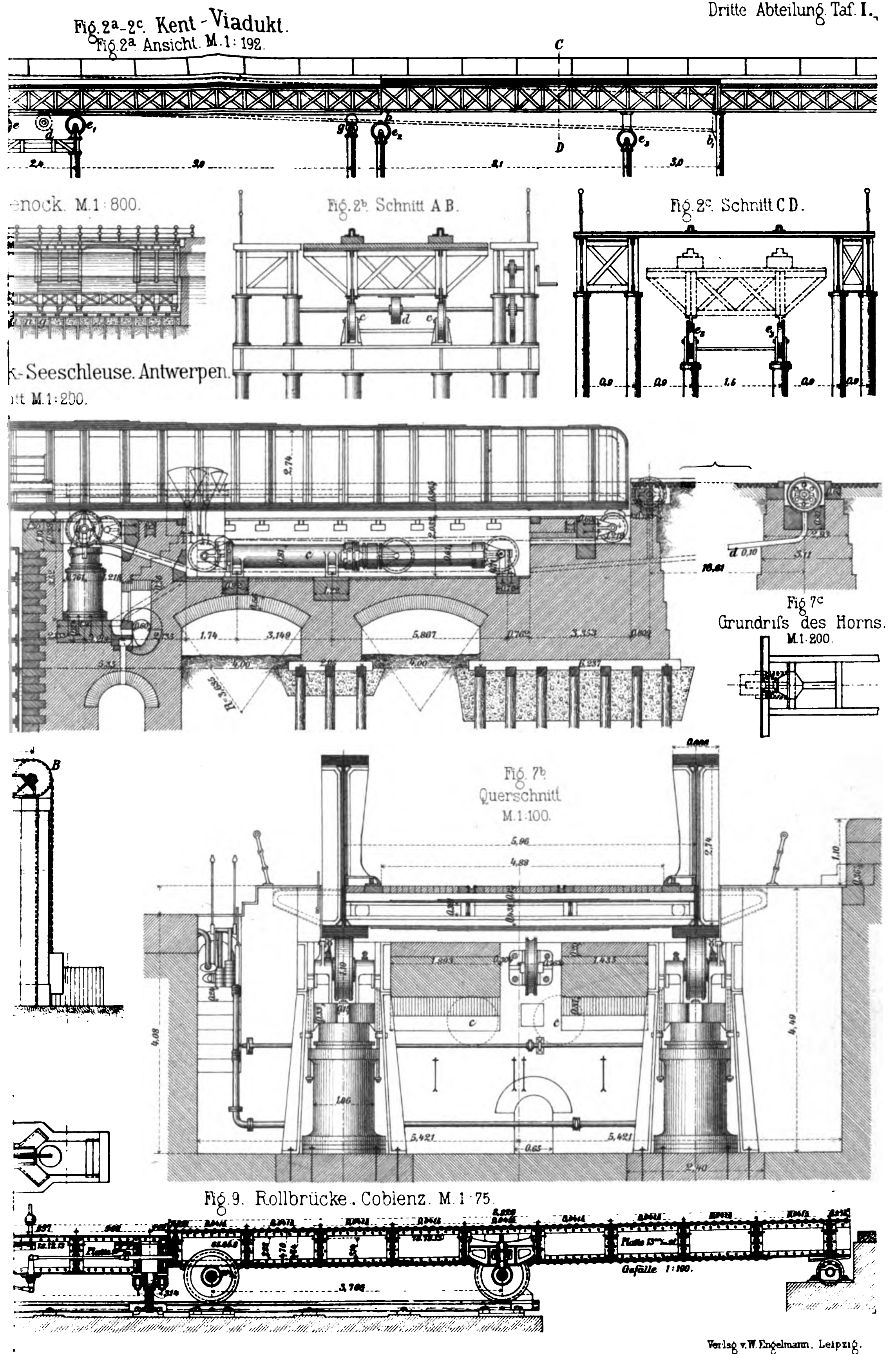
zum

Handbuch des Brückenbaues.

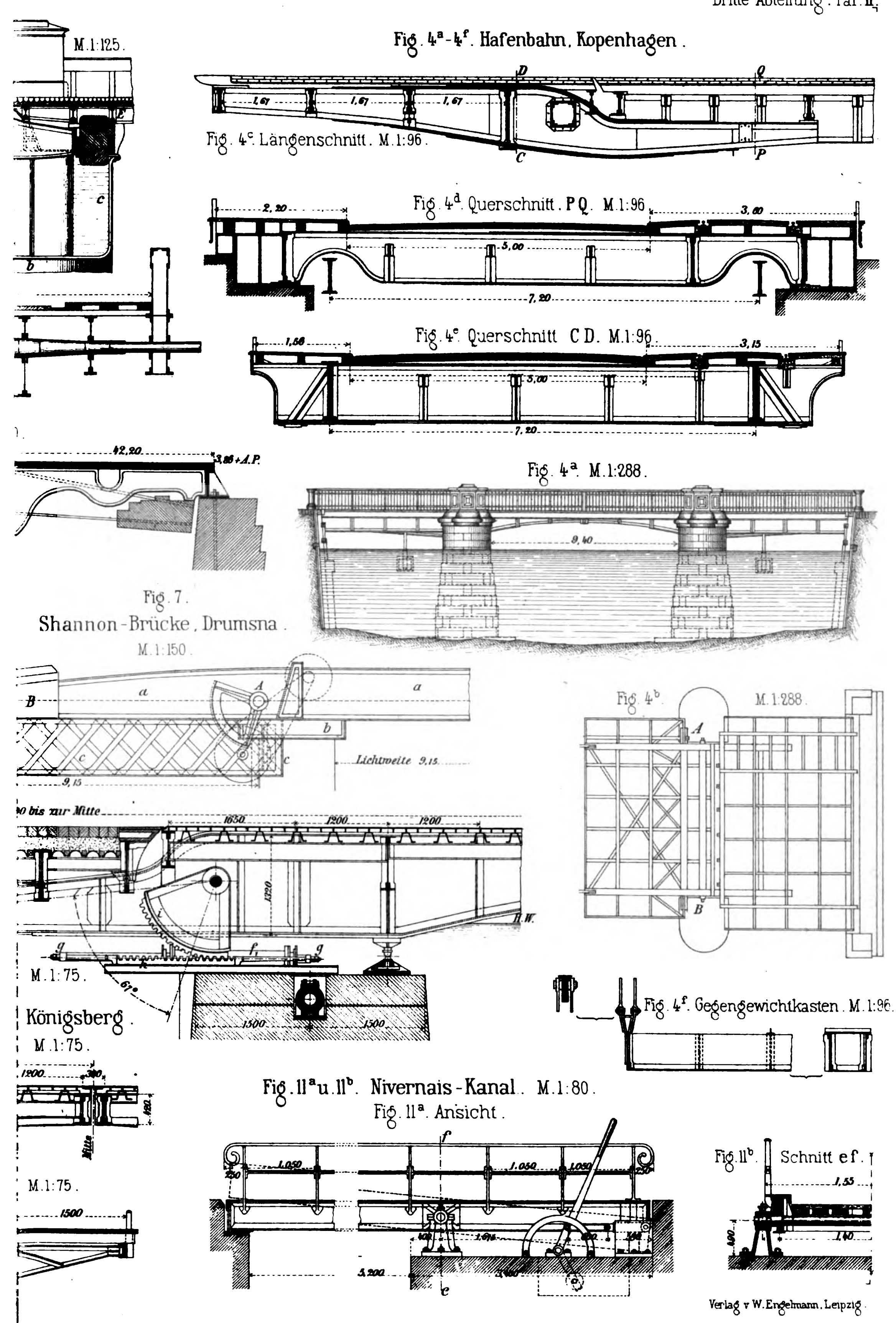
Dritte Abteilung.

Zweite, umgearbeitete und vermehrte Auflage.

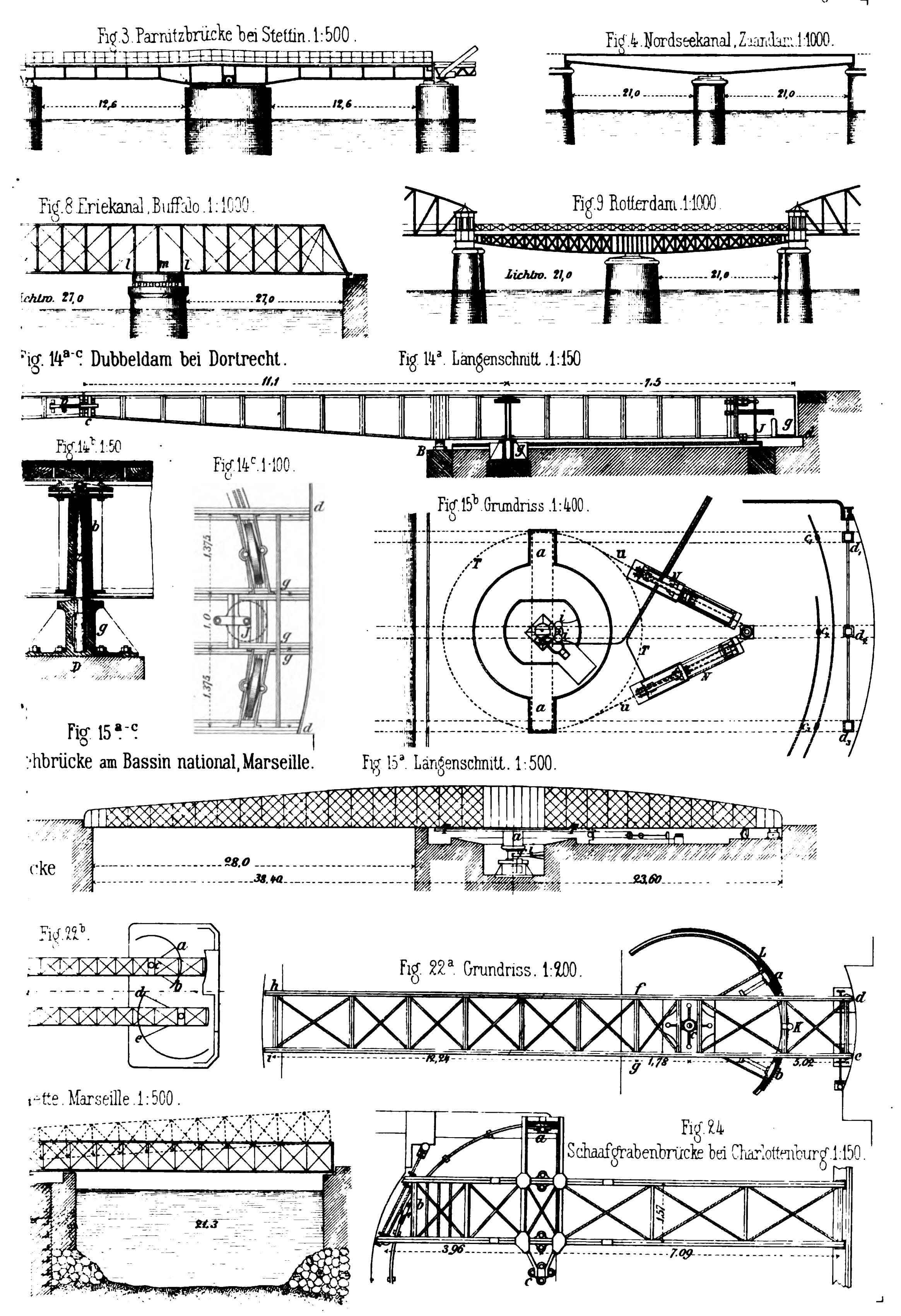
Inhalt.



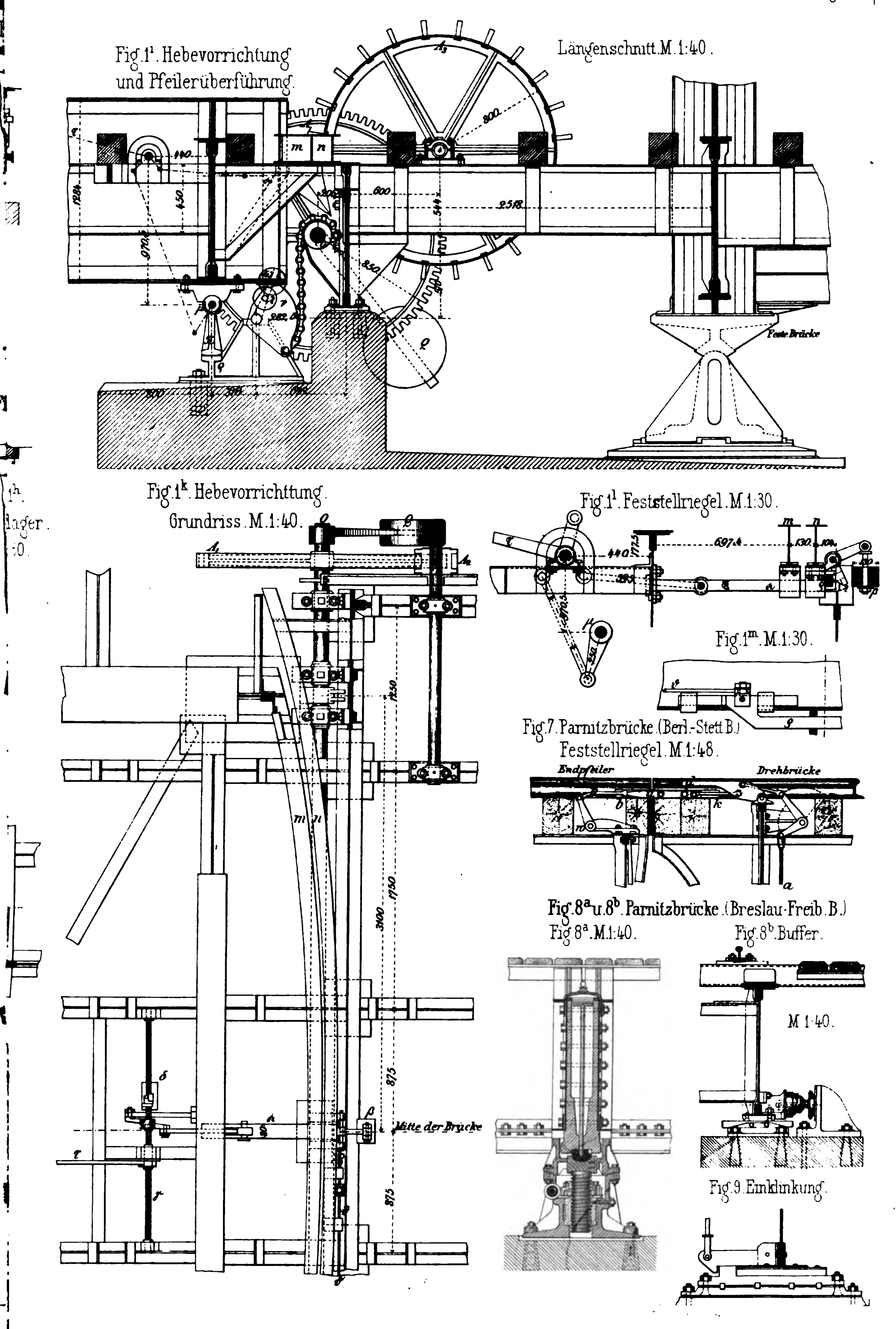
Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.



Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.



Verlag v. W. Engelmann, Leipzig



Verlag v. W. Engelmann, Leipzig

Fig. 3a - 3i. Königshafen, Rotterdam.

Fig. 3c. Schnitt ε ζ.

...rücke. M. 0:006.

Fig. 5. Vechtbrücke. M. 1:150.

Fig. 6. M. 1:40.

Fig. 7a.

Schnitt A B.

Schnitt C D.

Fig. 7a u 7b. Strassenbr. Amsterdam. M. 1:60.

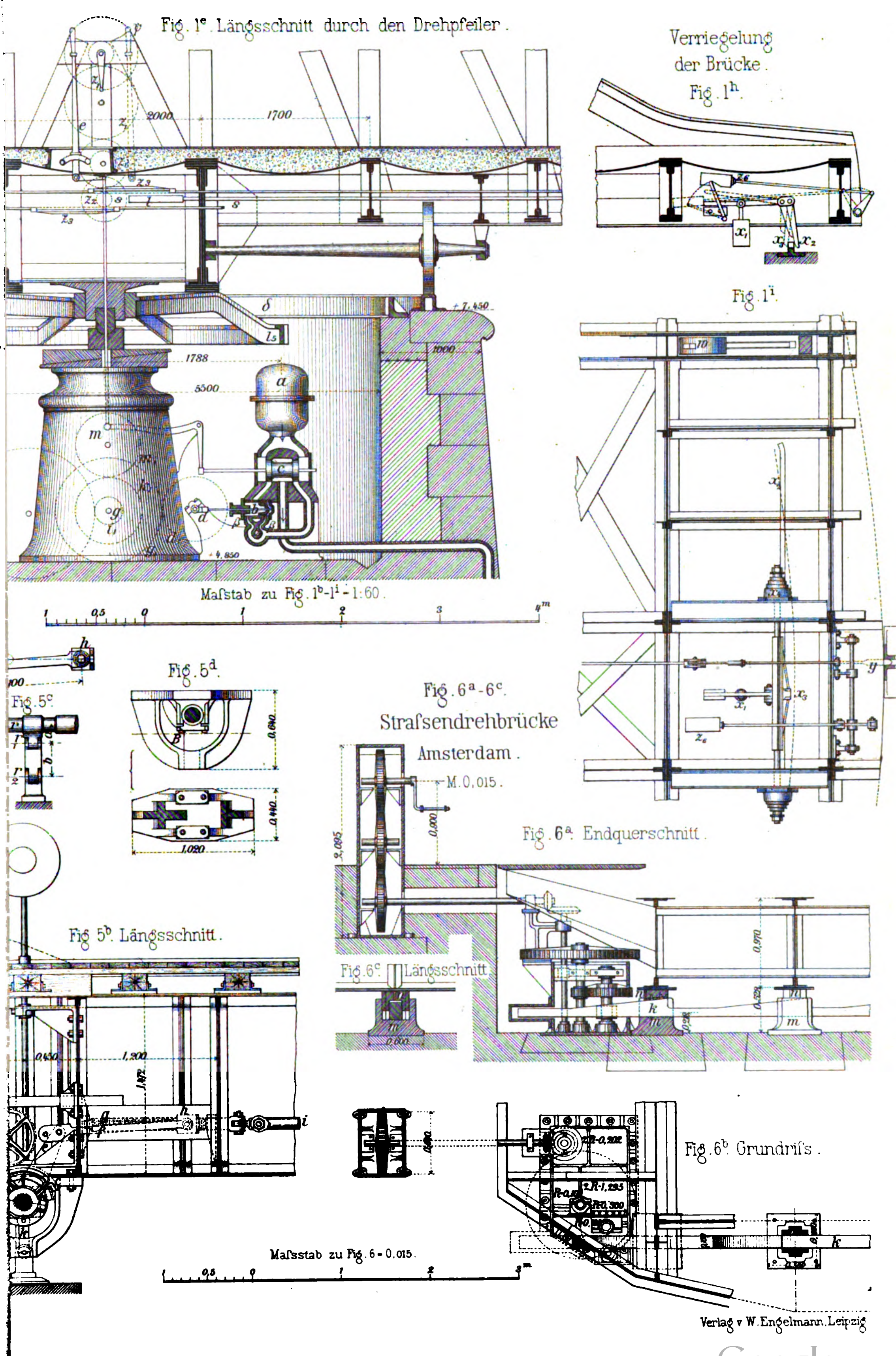
Fig. 7b.

Fig. 12b. M. 1:60.

Fig. 12d. M. 1:15.

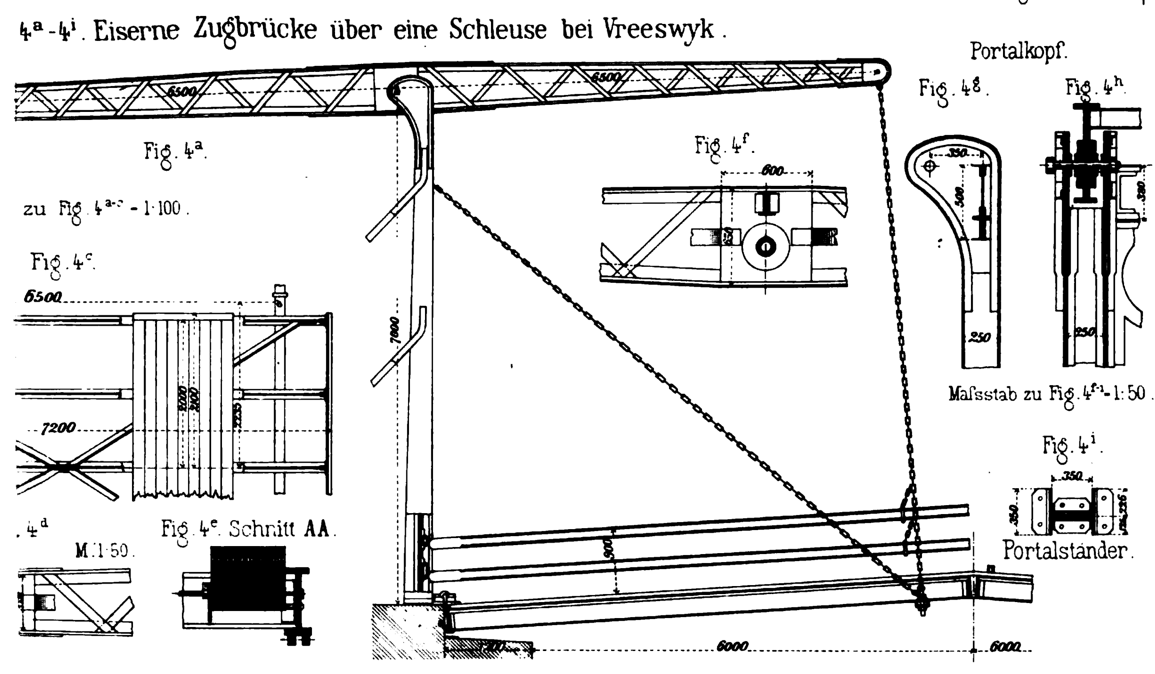
Fig. 12a. M 1:250.

Verlag v. W. Engelmann, Leipzig



Verlag v W. Engelmann, Leipzig

4ª-4ⁱ. Eiserne Zugbrücke über eine Schleuse bei Vreeswyk.



Ueberbrückung der Hafeneinfahrt in Cüstrin a. O. M. 1:166,6 (0,006).

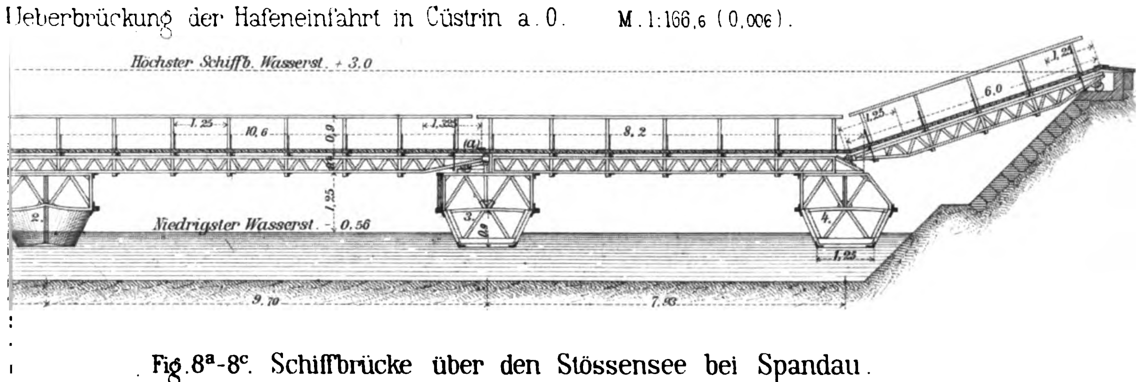
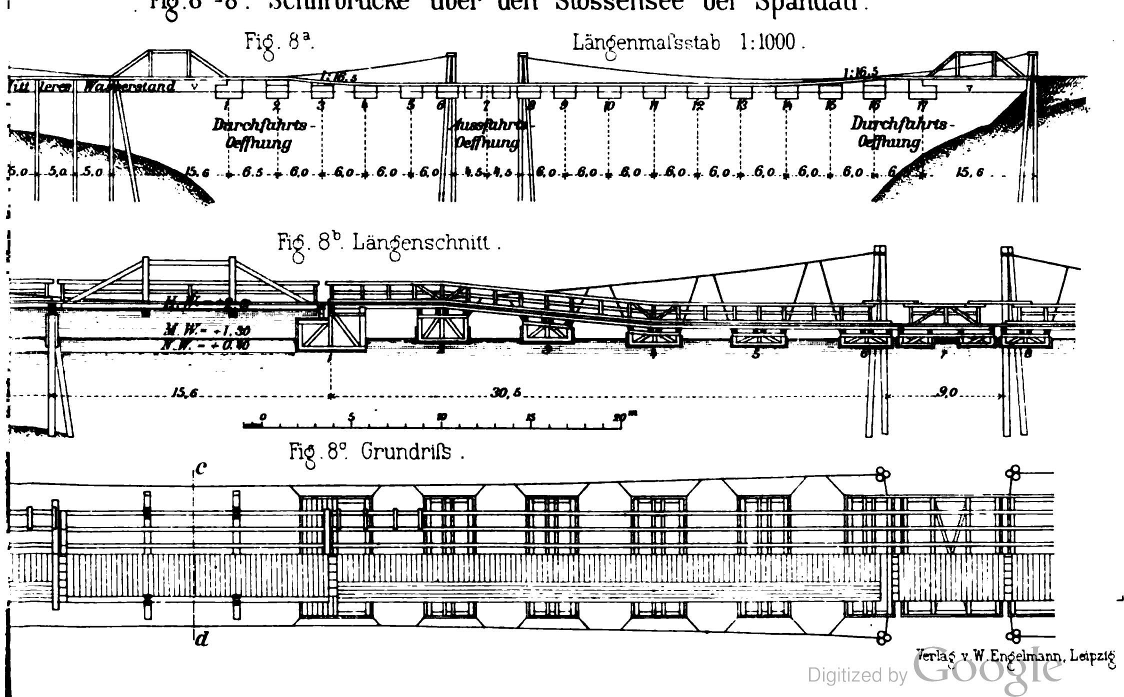


Fig. 8ª-8ᶜ. Schiffbrücke über den Stössensee bei Spandau.



Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.